

Veel van de utiliteitswerken worden gebouwd in nieuwe gebieden, vaak op bedrijfsterreinen, gelegen langs de doorgaande wegen. Rijdend langs die wegen zie je met regelmaat dat er weer een draagstructuur van prefab beton in hoog tempo wordt neergezet. Van een toenemend aantal gebouwen bestaat de draagstructuur uit prefab-betonvloeren - vrijwel altijd kanaalplaatvloeren - en dragende wanden. Je ervaart dat gebouw in aanbouw als een soort doos met raamopeningen, die daarna wordt geïsoleerd en voorzien van een gevelafwerking en die uiteraard ook aan de binnenzijde wordt ingedeeld en afgewerkt. Uit het steeds toenemend aantal utiliteitsgebouwen dat volgens dit concept wordt gebouwd, mag men opmaken dat het prefab concept, dat in de jaren '80 tot ontwikkeling is gekomen, uiterst succesvol is, hetgeen aanleiding is om de achtergronden en de mogelijkheden aan de orde te stellen.

Een deel van dit hoofdstuk is ontleend aan een artikelenserie uit het BELTON Magazine [10.1].

*Auteurs: prof.ir. H.W. Bennenk, TU/e en Adviseur BELTON*

*A.A. Jongeneelen MSE, hoofdconstructeur Geelen Beton*

*(vanaf 1 januari 2002 projectcoördinator bij Stichting CUR)*

## 10 KANTOORGEBOUWEN EN DRAGENDE GEVELS

### Inhoudsopgave

|         |                                                                      |     |
|---------|----------------------------------------------------------------------|-----|
| 10.1    | <i>De ontwikkeling van het concept</i> .....                         | 3   |
| 10.2    | <i>De optimalisatie van de draagconstructie</i> .....                | 7   |
| 10.3    | <i>De ontwikkeling in productietechniek voor wandelementen</i> ..... | 7   |
| 10.4    | <i>Uitgangspunten bij het ontwerpen</i> .....                        | 19  |
| 10.5    | <i>De toepassing van kanaalplaatvloeren</i> .....                    | 21  |
| 10.5.1  | Beschouwing voor een laagbouw                                        |     |
| 10.5.2  | De knoop wand – kanaalplaatvloer – wand                              |     |
| 10.5.3  | Het LEVO-systeem                                                     |     |
| 10.6    | <i>De toepassing van bekistingplaatvloeren</i> .....                 | 40  |
| 10.6.1  | De knoop wand – bekistingplaatvloer – wand                           |     |
| 10.6.2  | Waarom kiezen voor bekistingplaatvloeren?                            |     |
| 10.7    | <i>Op balken opgelegde kanaalplaatvloeren</i> .....                  | 49  |
| 10.8    | <i>De massieve prefab vloer</i> .....                                | 53  |
| 10.9    | <i>Kolommen en wanden naast elkaar toegepast</i> .....               | 55  |
| 10.10   | <i>Het gesloten wandelement constructief bezien</i> .....            | 58  |
| 10.11   | <i>Wanden met raamopeningen</i> .....                                | 64  |
| 10.11.1 | Schematisering en de wijze van wapenen                               |     |
| 10.11.2 | De voeg- en stekverbinding                                           |     |
| 10.12   | <i>De horizontale stijfheid van wanden tezamen</i> .....             | 76  |
| 10.13   | <i>Zwaar belaste wanden</i> .....                                    | 78  |
| 10.14   | <i>De holle wand</i> .....                                           | 86  |
| 10.15   | <i>Details voor skeletbouw</i> .....                                 | 92  |
| 10.16   | <i>Dragende gevels</i> .....                                         | 97  |
| 10.16.1 | Gevel met enkelkader-elementen                                       |     |
| 10.16.2 | Gevel met dubbelkader-elementen                                      |     |
| 10.16.3 | Gevel met drievoudigkader-elementen                                  |     |
| 10.16.4 | Conclusies inzake kaderelementen                                     |     |
| 10.17   | <i>Gevelbuisprincipe</i> .....                                       | 109 |

|         |                                       |     |
|---------|---------------------------------------|-----|
| 10.18   | Vervolg stabiliteit.....              | 110 |
| 10.18.1 | Stabiliteitswand-kopgevelwand         |     |
| 10.18.2 | Kernen                                |     |
| 10.18.3 | Verticale voegen – natte verbindingen |     |
| 10.18.4 | Verticale voegen – droge verbindingen |     |
| 10.19   | Schijfwerking van de vloeren.....     | 124 |
| 10.19.1 | Voorbeelden van schijfwerking         |     |

## Bijlagen ..... 128

|      |                                                                                       |
|------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| I    | Holle-wandsysteem ook geschikt voor hoogbouw - <i>Cement</i> , 1999 nr. 1             |
| II   | Bouwsystemen in de scholenbouw - 6 artikelen uit <i>Cement</i> , 1999 nr. 4           |
| III  | Verdraaide stabiliteit - <i>Cement</i> , 2001 nr. 2                                   |
| IV   | Ontwikkeling demontabel en aanpasbaar constructiesysteem - <i>Cement</i> , 2001 nr. 6 |
| V    | Puzzelstuk in hartje Rotterdam - <i>Cement</i> , 2002 nr. 5                           |
| VI   | Synergie door samen prefabriceren en monteren - <i>Cement</i> , 2002 nr. 6            |
| VII  | Gehele bovenbouw in prefab - <i>Cement</i> , 2002 nr. 6                               |
| VIII | Solaris; werken aan de Maas - <i>Cement</i> , 2002 nr. 6                              |
| IX   | Nieuwbouw Cisco Campus Amsterdam - <i>Cement</i> , 2002 nr. 6                         |

## Literatuur

- [10.1] De kracht van dragende wanden, prof.ir. H.W. Bennenk; publicaties *BELTON Magazine* in 1998 en 1999.
- [10.2] Gebouwen in geprefabriceerd beton, prof.dr.ir. J.C. Walraven/ing. J.P. Straman; collegedictaat g26 TU Delft.
- [10.3] Oplegging van kanaalplaten in voorgespannen beton op wanden; rapport van STUPRÉ-commissie 37.
- [10.4] Vloeren van kanaalplaten met geïntegreerde stalen liggers - Ontwerp, vervaardiging en toetsing - Rapport 2001-2 van Stichting CUR in samenwerking met Bouwen met Staal.
- [10.5] Verbindingen in prefab (binnenspouwbladen, balken en kolommen in de utiliteitsbouw); uitgave BELTON Woerden.
- [10.6] Prefab beton in detail; uitgave BELTON Woerden.
- [10.7] Construeren met het Alvon Holle-wandsysteem. Rapport 398-1323; Alvon, Veenoord.
- [10.8] Geprefabriceerde stabiliteitsconstructies; STUPRÉ-rapport nr. 18, 1989.
- [10.9] Mechanica van constructies (Elasto-statica van slanke structuren), prof.ir. A.L. Bouma; collegedictaat TU Delft in boekvorm.
- [10.10] Diaphragm action of hollow cored floors, Cholewicki and Elliott; publicaties in *BFT, Betonwerk- + Fertigteil-Technik*.

## 10.1 DE ONTWIKKELING VAN HET CONCEPT

Er is een aantal redenen aan te geven waarom in de jaren '80 deze constructiewijze werd ontwikkeld en snel toepassing vond. Deze redenen worden hierna toegelicht.



*Foto 10.001: De bouwwijze met dragende wanden geeft de architect vrijheid van vorm en een vrije keuze in gevelafwerking. Dit gebouw, KPN Telecom te Amsterdam, is uitgevoerd met een rond gevelvlak, dat voor de achterliggende wanden met veelhoeken is benaderd*

**Gevel, bouwphysica en energie**

Door de oliecrises in 1973 en 1979 werd men zich alom bewust van de noodzaak energiezuinig te ontwerpen. Voor de prefab-betonindustrie op zichzelf geen grote verandering, want men kende al veel goede toepassingen van gevelelementen die waren uitgevoerd als element met luchtpouw of als sandwichelement. Gevelelementen met een scheiding tussen binnen- en buitenspouwblad voldoen aan alle bouwtechnische eisen. Het binnenspouwblad van deze gevelelementen werd vaak als dragend uitgevoerd, maar is soms ook alleen maar gevelvullend binnen een draagstructuur van kolommen en balken. Als het binnenspouwblad aan de binnenzijde - de zichtzijde - schoon uit de mal moet komen, is de productie van zulke samengestelde gevelelementen tijdrovend en kostbaar, omdat men het element in twee delen moet vervaardigen. Het binnenspouwblad wordt dan vooraf vervaardigd en na het storten van het buitenspouwblad daarboven gehangen en gepositioneerd, waarna vervolgens de verbinding met het binnenblad tot stand wordt gebracht, met als resultaat dat beide zichtzijden nu malzijden zijn.



*Foto 10.002: De ruwbouw is uitgevoerd met wandelementen waarin de kozijnen al waren voorgegemonteerd. Bouwmateriaal moet per verdieping worden aangevoerd, gelijk opgaand met de montage. Met de hangsteiger worden vervolgens isolatiemateriaal en gevelbekleding aangebracht. Buitenafwerking is een activiteit die los staat van de binnenafwerking van de ruwbouw*

Maar ook veel van deze toegepaste dragende gevelelementen - hoe fraai ook van vorm en uitgevoerd in sierbeton - hadden geen juiste bouwfysische scheiding tussen het binnen- en buitenklimaat, waardoor koudebruggen ontstonden met alle nadelige gevolgen daarvan.

#### Het scheiden van functies

Door een scheiding aan te brengen tussen het dragende binnenspouwblad en de gevelafwerking ontstond de mogelijkheid om een dragend binnenspouwblad te vervaardigen en de zichtzijde als malzijde uit te voeren.

Door na de montage van de draagconstructie de isolatie en tegelijk of daarna de gevelafwerking aan te brengen (foto 10.003), ontstaat voor de architect een keuzevrijheid met betrekking tot de gevelafwerking en een goede bouwfysische opbouw van de gevel. In de jaren '80 ontstond tevens een voorkeur om glas als gevelafwerking toe te passen, hetgeen met dit concept zeer goed mogelijk was (foto 10.001).



*Foto 10.003: Het aanbrengen van isolatie- en gevelmateriaal gebeurt vanuit de hangsteigers. Bovenin zijn gaten gespaard voor de aanvoer tijdens de bouw*

Het gevolg van de keuze voor dit concept is wel, dat men altijd steigers moet bouwen of de gevelafwerking vanuit een hanggondel moet aanbrengen. De gevel kan bouwfysisch volledig worden geoptimaliseerd. Met de toepassing van het binnenspouwblad is er voldoende massa in de gevel aanwezig, hetgeen tevens gunstig is voor de geluidisolatie, terwijl men de isolatiedikte vrij kan kiezen.

Het moderne betonnen sandwichelement met zwak geventileerde spouwruimte bezit al die bouwfysische kenmerken en blijft betaalbaar, omdat de gevel met de montage van de elementen meteen is afgewerkt. De toepassing van deze elementen is dan ook weer groeiend.



*Foto 10.004: Ruwbouw, dragende wanden en bekistingplaten van een kantoorgebouw te Veldhoven*



*Foto 10.005: Een gebouw uit datzelfde complex, bijna geheel afgewerkt*

## **10.2    DE OPTIMALISATIE VAN DE DRAAGCONSTRUCTIE**

In veel utiliteitsgebouwen werd een skeletconstructie toegepast, bestaande uit kolommen, balken en vloerelementen aangevuld met wanden, kernen, ten behoeve van de standzekerheid van het gebouw. Een puur gestapelde uitvoering van het skelet, waarbij de architect de gevel geheel naar eigen keuze kan invullen, omdat deze geen deel uitmaakt van de hoofddraagconstructie. Een stap verder was het toepassen van  $\pi$ -frames, waardoor horizontale krachten in het vlak middels buiging konden worden opgenomen door de momentvaste verbinding van balk en kolommen welke eigen is aan het  $\pi$ -frame. Met  $\pi$ -frames wordt er laagsgewijs gebouwd, de gevel kan worden 'ingevuld'. Het dragend wandelement waarin de raamopeningen zijn aangebracht kan men zien als een verdere integratie van functies. In het vlak van het element is de stijfheid relatief groot, zodat zowel horizontale als verticale krachten, zoals vloerbelasting, zonder grote vervormingen eenvoudig naar de ondergelegen bouwlaag kunnen worden afgevoerd. Constructief dus aantrekkelijk.

### **De vloer en de vloerelementen**

Voor de wat grotere overspanningen werden in de utiliteitsbouw vaak TT- elementen toegepast. Voor de kleinere overspanningen was de kanaalplaat vloer in de jaren 80 in opkomst. Tot aan overspanningen van zo'n 12 meter kan men volstaan met een 320 mm hoog element dat toen al door enkele bedrijven werd geproduceerd. Met het beschikbaar komen van een 400 mm hoog element, waarmee men tot 16 à 18 m vrij kan overspannen, en een verdere acceptatie van de kanaalplaatvloer werd het nieuwe concept compleet. Daarbij moet worden vermeld dat de producenten van kanaalplaatvloeren kans hebben gezien hun organisatie sterk te richten op de variabele vraag uit de markt, de productie verder te automatiseren en het kostenniveau laag te houden (foto 10.009 t.m. 10.012).

Door de mogelijkheid grote vloeroverspanningen te realiseren is de ruimte vrij indeelbaar, want kolommen zijn niet eerder nodig dan wanneer men de gebouwdiepte groter wil maken dan de maximaal haalbare overspanning van één vloerelement. Bij grotere gebouwdiepten kan men tussen de velden een balk-kolomondersteuning aanbrengen. De betonbalk kan deels in de vloer worden geïntegreerd. Een latere ontwikkeling is het toepassen van geïntegreerde stalen liggers, waarbij een vrijwel vlakke onderzijde van de vloer ontstaat. Het toepassen van bekistingsplaatvloeren is eveneens mogelijk, maar wordt toch minder vaak toegepast bij deze bouwwijze.

## **10.3    DE ONTWIKKELING IN PRODUCTIETECHNIEK VOOR WANDELEMENTEN**

Het vervaardigen van wandelementen met 1 zichtzijde gebeurt op horizontale tafels. Deze tafels kunnen bestaan uit een dragende constructie afgedekt met een vloer van triplex, waarop de randen van de mal kunnen worden bevestigd. De variatie in de vorm van de wandelementen en de aan te brengen voorzieningen vergt nogal wat aanpassingswerk bij het overgaan naar een volgende serie, een volgend merk. Het aantal elementen, dat volledig gelijk - identiek - is en dus een zelfde merk krijgt, blijkt klein te zijn bij de gemiddelde projecten. Zowel de onderste als de bovenste verdieping wijkt vaak af in hoogte, zoals dat ook het geval is bij de elementen nabij de gebouwhoeken en trappenhuizen etc. De wapening wijzigt met de toenemende hoogte en daarmee ook het aantal stekken en andere voorzieningen.

Van elk afwijkend element - elk merk - moet men een tekening vervaardigen.

Belangrijk is hoeveel maal een mal moet worden gewijzigd, omdat het transformeren van mallen nogal tijdrovend kan zijn en deze malverbouwingen en malaanpassingen allemaal in de morgen en of in het begin van de middag moeten plaatsvinden, omdat men anders buiten de productiecyclus per dag raakt.



*Foto 10.006: De mal is gereedgemaakt voor de inbouw van voorzieningen en wapening*

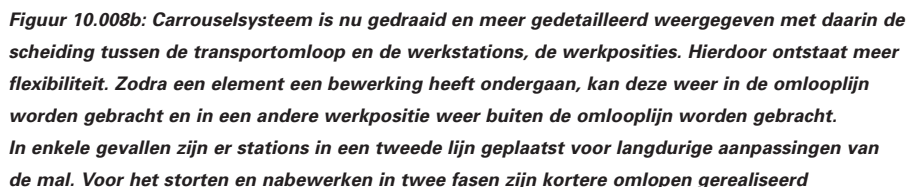
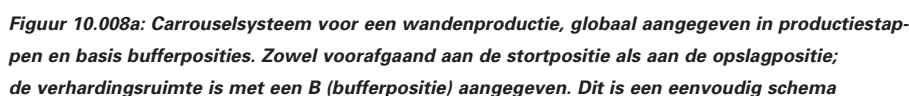


*Foto 10.007: Inbouw van de voorzieningen en de wapening voor een niet zwaar belast wandelement*

### **Carrousel, productieomloopsysteem**

In de jaren '80 is een aantal bedrijven overgegaan op de productie van wandelementen op stalen tafels, die een onderdeel vormen van een productieomloopsysteem, een carrouselstelsel. Gebruikelijk werd in de prefab-betonindustrie gewerkt met stationair opgestelde mallen. Alle werkzaamheden zoals ontkisten, schoonmaken, randen stellen, ontkistingolie aanbrengen, wapeningsnet stellen, voorzieningen monteren, storten en afwerken, werden op die plaats verricht.

Bij het carrouselstelsel wordt één werkzaamheid op één plek verricht, waarna de tafel verschuift naar de volgende positie (fig. 10.008).



## BFBN - Bouwen in Prefab Beton

In het carrouselstelsel wordt op een vaste positie ontkist. Het element dat de voorgaande dag is gestort, dient voldoende sterk te zijn om te kunnen worden ontkist. Bij het ontkisten vanaf de horizontale tafel zal men het element aan één zijde optillen en daarmee op buiging belasten. Niet de druksterke maar de buigtreksterkte van het jonge beton is dan maatgevend voor het voorkomen van scheurvorming, hetgeen dan ook niet altijd mogelijk blijkt. Met behulp van extra wapening wordt de scheurvorming, beter gezegd de scheurwijdte beperkt. Het aanbrengen van deze buigwapening ten behoeve van het ontkisten is een extra kostenpost. In veel van de omloopsystemen heeft men ten behoeve van het ontkisten een kanteltafel aangebracht, een frame dat aan één zijde door vjzels kan worden opgetild, terwijl de andere zijde scharniert aan de bovenzijde van de ondersteuning van het frame. De tafel wordt via het omloopsysteem op het frame gepositioneerd, waarna het frame kantelt en vrijwel in verticale positie komt. Het wandelement wordt nu in deze positie van de tafel gelicht middels ingestorte hijsvoorzieningen en hijslussen. Doordat het element in vrijwel verticale stand wordt ontkist, vindt er in het vlak van het element geen buiging plaats (foto's 10.013 t.m. 10.016). Alleen de wapening nabij de ingestorte hijsvoorzieningen behoeft aandacht, zodat hiermee een aanzienlijke besparing in kosten is verkregen en tevens scheurvorming van het element wordt vermeden. Dus een grote vooruitgang. Voor het ontkisten van kleinere en lichtere elementen past men soms ook vacuümzuigers toe. Doordat het element op meerdere plaatsen wordt ondersteund, zal dat zelden leiden tot het toepassen van extra wapening (foto's 10.019 t.m.10.023).



*Foto 10.009: Overzicht van een productiehal voor kanaalplaatvloeren. De baanlengte is 150 m. De kanaalplaten variëren voor de kantoorbouw tussen 200 en 400 mm dikte*



*Foto 10.010: De productie van kanaalplaten is in stappen verdeeld. Er wordt hoogwaardige apparatuur ingezet, meestal CAD-CAM-gestuurd. Hier is de sparingzuiger ingezet om de sparingen te formeren en verse betonspecie op te zuigen en te verzamelen*



*Foto 10.011: De geproduceerde kanaalplaat wordt na het verharden gezaagd en getast in de hal, voorafgaand aan de afvoer naar het tasterrein. Hier het stapelen, waarbij de gebruikelijke klem wordt gebruikt, die in de langsgroef klemt*



*Foto 10.012: De geordende productvoorraad, nodig om 'just in time' te kunnen leveren. De voorraad verblijft slechts kort op het tasterrein in verband met het ruimtebeslag en met het oog op de kosten van de voorraad. Deze kosten worden namelijk door het bedrijf zelf gefinancierd, omdat er pas bij aflevering wordt gefactureerd*



*Foto 10.013: Het gebruik van kanteltafels voorkomt scheurvorming in de jonge elementen bij het ontkisten en spaart wapening. In het vlak van de wand is deze sterk en stijf. Ook het hijsmiddel wordt op de juiste wijze gebruikt; in de asrichting belast*



*Foto 10.014: Het wandelement komt los*



Foto 10.015: Het hangt in de kraan



Foto 10.016: Het gaat op weg naar de tussenopslag in de hal, om zonodig te worden afgewerkt en enigszins af te koelen



*Foto 10.017: Zeer gevarieerde gebouwworm met strakke elementen. Toepassing van bekistingsplaatvloeren*



*Foto 10.018: Zelfde project. Activiteiten aan de langsgevel, die ook geschakeld is*



Foto 10.019: Horizontaal ontkisten met het vacuümapparaat, met twee zuignappen



Foto 10.020: Het element is los. Dit is een klein element, het buigend moment ten gevolge van het eigen gewicht is gering



Foto 10.021: Volledig loshangend



Foto 10.022: Op transport, zie verder de flexibele opstelling van tafels en mallen. Snel wijzigbaar, nodig voor de huidige vraag



*Foto 10.023: Fraaie mal voor een balkonplaat met een ingelegde rubbermat voor het verkrijgen van een stroef oppervlak. De bovenzijde van de balkonplaat is altijd malzijde*



*Foto 10.024: Een verzameling elementen op weg naar het tasterrein. Zie de gietopeningen in het element onder de raamsparing*



*Foto 10.025: Elementen in opslag op de tas. Tijdelijke voorziening om raamsparing te dichten is aangebracht*



*Foto 10.026: Een kernwand met zeer veel wapening en door te stekken staven, zie gietopeningen. De ingedraaide stekankers aan de zijkant worden gebruikt om een natte verbinding tussen de kern-delen te storten*

## 10.4 UITGANGSPUNTEN BIJ HET ONTWERPEN

Bij het ontwerpen van uit prefab onderdelen samengestelde constructies dient men aandacht te schenken aan:

- de totaalopzet van de constructie;
- de samenstellende onderdelen;
- de onderlinge verbindingen;
- de wijze van monteren en bouwen.

In grote lijnen komt dat neer op het volgende.

De *totaalopzet van de constructie* dient zodanig te zijn dat de constructie weerstand kan bieden aan alle optredende belastingen zonder dat de standzekerheid van het gebouw of onderdelen daarvan verloren gaat.



*Foto 10.027: Gebouw in het montagestadium. Bekistingplaatvloeren, zie de stempels onder de vloer op de twee bouwlagen. Plaatselijk is een constructieve voeg tussen de wandelementen aangebracht*

De *samenstellende onderdelen* dienen in elk stadium van de uitvoering te voldoen aan de eisen van sterkte, stijfheid en duurzaamheid.

De *verbindingen* tussen de elementen onderling dient men te ontwerpen met inachtnaam van de volgende criteria:

- de verbinding dient krachten door te voeren zonder dat grote vervormingen optreden;
- optredende vervormingen dienen omgekeerd geen grote krachten op te wekken;
- het krachtenverloop in het detail dient helder en eenvoudig te zijn. Dit wordt bereikt door de verbindingen als 'scharnierverbinding' uit te voeren;
- de elementen dienen goed 'maakbaar' te blijven, zowel qua vorm als maat-afwijkingen;
- de maatafwijkingen, de toleranties, van de elementen dienen vertaald te zijn in het detail;
- de verbindingen moeten op de bouwplaats eenvoudig en snel uitvoerbaar zijn;
- de verbindingen dienen inspecteerbaar en corrigeerbaar te zijn en verder visueel aanvaardbaar;
- nagestreefd moet worden om de som van alle betrokken kosten te minimaliseren.

De *wijze van bouwen* is een essentieel onderdeel van het ontwerp. Zowel de totaalopzet van de constructie als de uitvoering van de verbindingen staat in directe relatie met de bereikbaarheid, de aanvoer, de opslag, het kraanbereik,



de vereiste kraaninzet en de gewenste uitvoeringsnelheid.

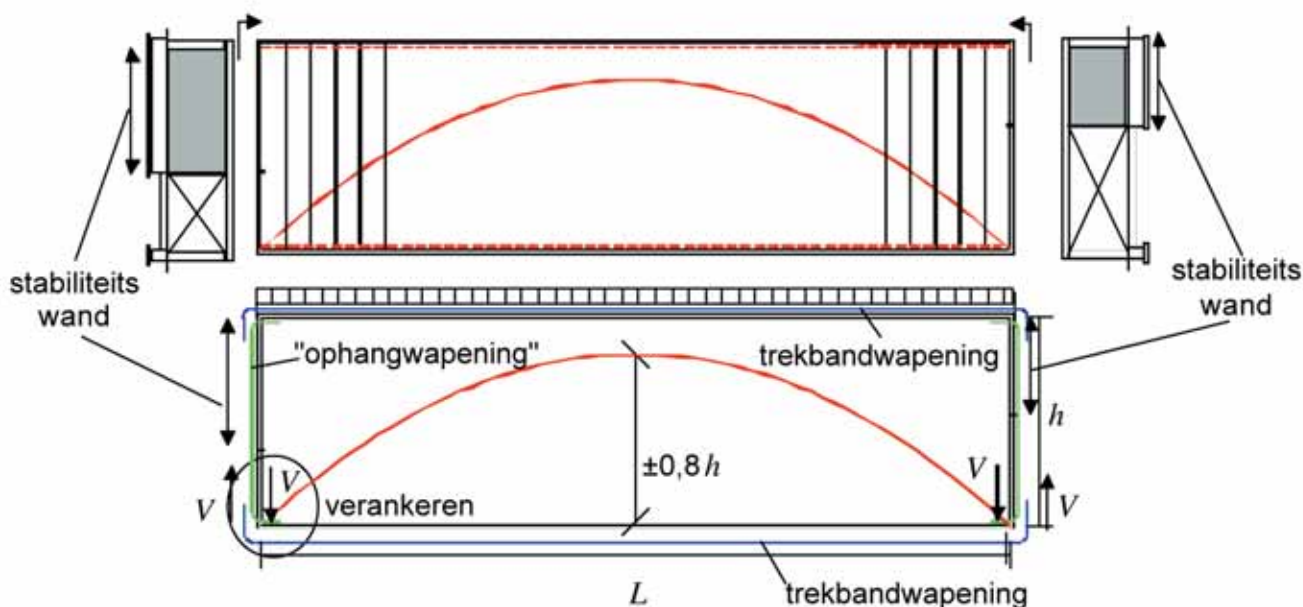
*Foto 10.028: Zelfde gebouw in een ver stadium van afbouw*

## 10.5 DE TOEPASSING VAN KANAALPLAATVLOEREN

### 10.5.1 Beschouwingen voor een laagbouw

Het eenvoudigste voorbeeld om de beschouwing te beginnen lijkt een gebouw te zijn van één bouwlaag en één beuk breed. Stel dat de dragende wanden worden geplaatst op de onderheide fundering. De vloer wordt opgelegd op de wanden, zo *centrisch mogelijk*.

Zowel aan de onderzijde als aan de bovenzijde van de wand kan men een scharnierende verbinding veronderstellen, waardoor de wand door de vloer zijdelings gesteund moet worden. De vloer moet dus als *schijf* kunnen werken, hetgeen zeer goed mogelijk is. *De schijf moet op de constructie werkende horizontale krachten overdragen aan de stabiliserende onderdelen van de constructie en via deze naar de fundering*. Die stabiliserende constructie kan van alles zijn, men kan denken aan wanden loodrecht op de wand geplaatst of aan een schoorconstructie.



Figuur 10.029: Schijfwerking; krachten transporteren naar fundering

#### Schijfwerking

De horizontale krachten op de wanden worden aan de bovenzijde van de wand overgedragen aan de vloer, de schijf. Hiervoor biedt de wrijvingskracht tussen bovenzijde wand, oplegstrip en kanaalplaat onvoldoende zekerheid.

Er moet dus een verbinding komen, die de scharnierfunctie wel waar maakt.

Maar eerst terug naar de schijf. De kanaalplaatvloer (KPV) bestaat uit naast elkaar liggende, in lengterichting excentrisch voorgespannen vloerplaten, breed 1200 mm. De langsvoegen tussen de elementen worden met beton gevuld.

De KPV ondergaat als schijf buiging in zijn vlak.

Als inwendige hefboomsarm wordt veelal 0,8 x de vloerhoogte aangehouden.

De drukcomponent wordt door het beton en de trekkracht door de wapening geleverd, omdat de langsvoegen geen trekkrachten kunnen opnemen.

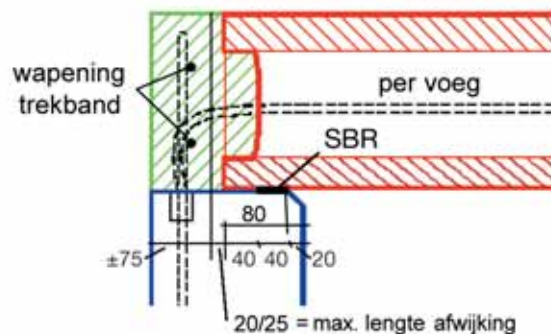
De dwarskracht in de schijf dient door de langsvoegen te worden opgenomen.

Soms betreft dit relatief hoge schuifspanningen in welk geval men een betonkoppeling maakt tussen de kanaalplaten, een soort deuvel.

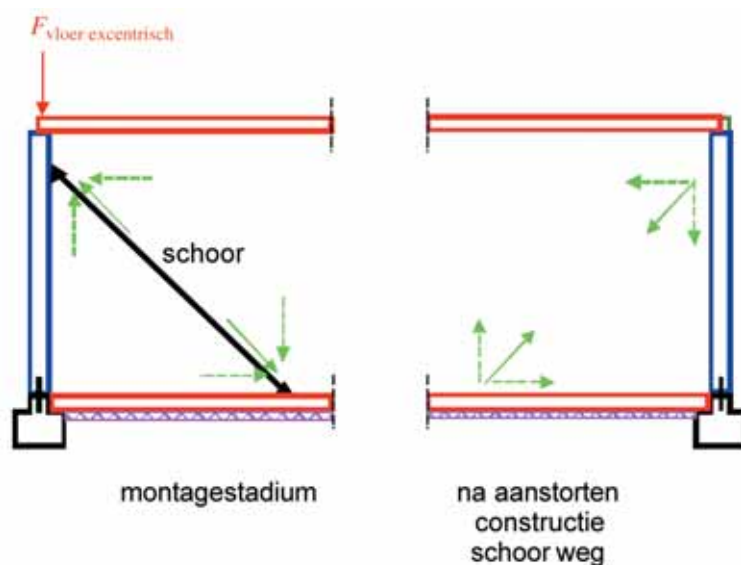
De wapening van de trekband - of ook wel ringwapening genoemd - dient te worden ingestort, zodat daarvoor ruimte moet zijn in de verbinding.

**Het oplegdetail**

Zoals zal worden aangetoond, lukt het niet om de vloer centrisch op te leggen.



Figuur 10.030: Oplegdetail vloer, met trekband



Figuur 10.031: Schoren wand, opname krachten in de schoor tijdens de montage. Het optredend moment in de wand wordt bij deze uitvoeringswijze gewijzigd, verminderd

Stel nu even academisch dat de wand op maat is geplaatst en te lood staat, zodat de maatafwijking van het oplegvlak nul is. De vereiste opleglengte van de kanaalplaat is 80 mm of minimaal  $40 + 0,004 L$ , als dat rekentechnisch wordt aangetoond. Een en ander gemeten vanaf de zijkant van de SBR-oplegstrip, die in verband met het afboeren op 20 tot 25 mm van binnenzijde wand wordt aangebracht. Verder heeft de kanaalplaat een lengteafwijking van circa 20 mm. De kanaalplaat wordt na het verharden op de baan gezaagd tot 5 à 10 mm boven de baan.

Dit dunne laagje wordt door de werking van de voorspanning spontaan gebroken, hetgeen een extra baard kan veroorzaken, waarvoor enige ruimte wordt gevraagd. Een nominale voeg van 25 mm is dan ook heel gewoon en reëel. Inmiddels is vanaf de binnenzijde gemeten  $20 + 80 + 20 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$  in beslag genomen door de KPV. Ingeval de plaat tussen voorgestorte delen moet worden geplaatst, zelfs 5 à 10 mm meer.

Stel dat de wanddikte 200 mm is, dan resteert nog circa 75 mm als ruimte om de wapening van de trekband te plaatsen. Indien men in de onderliggende wand een bouthouder instort om een stek in te draaien, heeft men een hartmaat van circa 40 mm; de binnenzijde van een stek  $\varnothing 10$  op circa 45 mm.

De trekbandwapening, vaak Ø 12, Ø 16 mm, wordt gebonden aan deze stek en komt dan op 60 mm van buitenzijde wand. Er is dan nog minimaal 20 mm ruimte tussen wapening en plaatend.

Om de gehele schijf goed te laten functioneren en krachten van wand naar schijf en visa versa te kunnen overdragen, brengt men een wapeningstek per plaatvoeg aan. De wapeningstaven kunnen aan de stek worden bevestigd, maar deze moet in het werk worden omgebogen, hetgeen lastig is en niet altijd het beoogde resultaat oplevert. Om inklemmingsmomenten en scheurvorming aan de plaatbovenzijde te voorkomen dient de stek ongeveer halverwege de plaathoogte in de voegruimte te worden aangebracht!



*Foto 10.032: Geschoorde wand. De gebouwstructuur met de mortelvoegen onder de penanten en in het midden zijn goed waarneembaar. De middelste voeg met stek is van belang voor de horizontale krachtoverdracht (zoals wind) en niet voor de verticale, maar wordt daardoor wel beïnvloed!*



Foto 10.033: Trappenhuis staat nog in de stempels



Foto 10.034: Met de hangsteiger worden vervolgens isolatiemateriaal en gevelbekleding aangebracht

## De excentriciteit van de oplegging, de invloed van de uitvoering

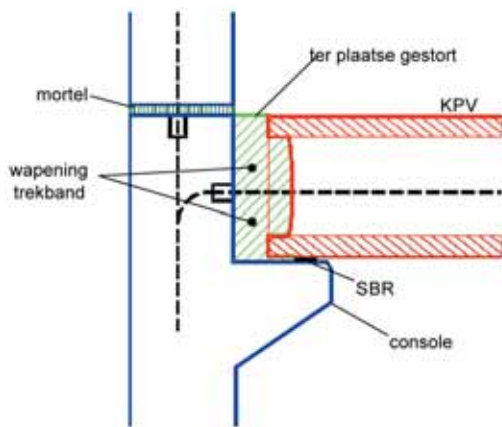
Het hart van de SBR-oplegband bevindt zich op 60 à 65 mm vanaf de binnenzijde van de wand gemeten. De excentriciteit is  $200 \times 0,5 - 60 = 40$  mm, tevens de excentriciteit van het vloergewicht zelf. Tijdens de montage wordt de wand met schoren verticaal gezet. Zodra vloerelementen worden geplaatst, zal de wand willen verdraaien en dus wordt de schoor geactiveerd. De kracht in de schoor is eenvoudig te berekenen als men de wrijving tussen onderzijde kanaalplaat, SBR-oplegband en bovenzijde wand verwaarloost. Nadat de betonstrook met trekbandwapening voldoende is verhard, wordt de schoor weggehaald en zal de schoorkracht met tegengesteld teken op de dan gereede constructie gaan werken. Het momentenverloop in de wand wordt met deze uitvoeringswijze veranderd.

Zoals uit dit voorbeeld blijkt, is het detailleren van verbindingen een kwestie van gezond denken en aan elk aspect aandacht geven.

## 10.5.2 De knoop wand - kanaalplaatvloer - wand

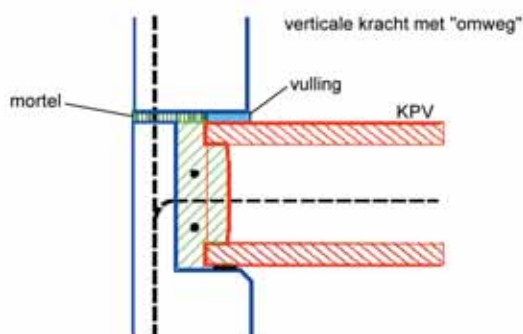
Hiervoor kiezen we een kolomvrij kantoorgebouw, 12 of 14 m diep, met meerdere bouwlagen. Eerder is aangegeven, dat de kanaalplaat in principe niet moet worden ingeklemd. Er is slechts een gering aantal voerspandraden bovenin aanwezig om verantwoord te kunnen hijsen. In STUPRÉ Rapport 37 [10.3] is aangetoond, dat het in de woningbouw mogelijk is tot aan drie lagen te bouwen met kanaalplaten tussen de wanden in, dus gedeeltelijk ingeklemd.

Er is een aantal uitvoeringsmogelijkheden om de knoop wand - vloer - wand in de kantoorbouw te realiseren.



Figuur 10.035: Oplegdetail met een doorgaande oplegneus. Ruimte om te detailleren

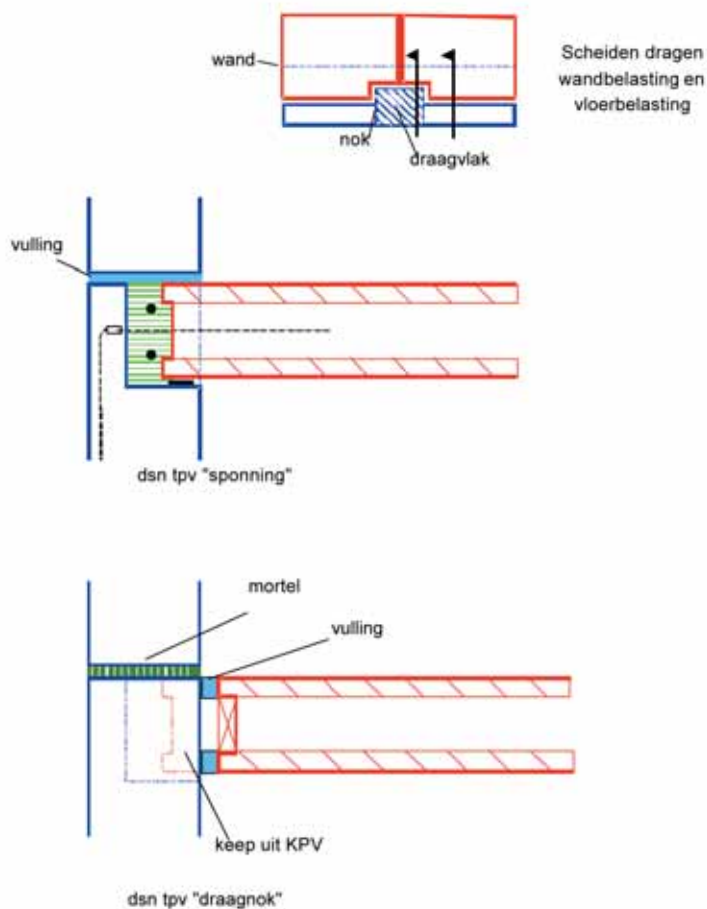
In figuur 10.035 is de verbindingsknoop op de verdieping uit elkaar gehaald. De vloer ligt op de nok en kan min of meer vrij roteren, terwijl er tevens ruimte is voor de trekbandwapening. Tijdens de montage worden de schoren weer geactiveerd. Na het weghalen van de schoor werken de schoorkrachten, met tegengesteld teken, op de dan gereede constructie, een wand zowel onder als boven gesteund. De aangegoten of geïnjecteerde stekverbinding is een buigvaste, verend ingeklemde verbinding die afhankelijk van de aanwezige normaalkracht meer een scharnierende of een volledig ingeklemde verbinding zal benaderen. De wanddikte varieert gebruikelijk tussen 180 en 220 mm.



*Figuur 10.036: Geen oplegneus toegepast. Wand draagt op aanstorting en deels op de kanaalplaat. Verticale kracht maakt omweg*

In figuur 10.036 is een inkassing in de wand gemaakt om een nok te voorkomen en als bekisting bij het aanstorten van de trekband te dienen. De directe excentriciteit van belasting van de vloerplaat is verminderd, maar de belasting uit de bovenliggende wand wordt via het voorgestorte wanddeel excentrisch doorgevoerd. De voeg tussen KPV en wand wordt niet met specie uitgevuld. Het is woekeren met de ruimte als men de wanddikte krap wil houden, zie ook het voorbeeld van par. 10.5.1.

Een kunstmatige oplossing, die niet echt voldoet aan de criteria voor de verbindingen; het krachtenverloop is niet helder.

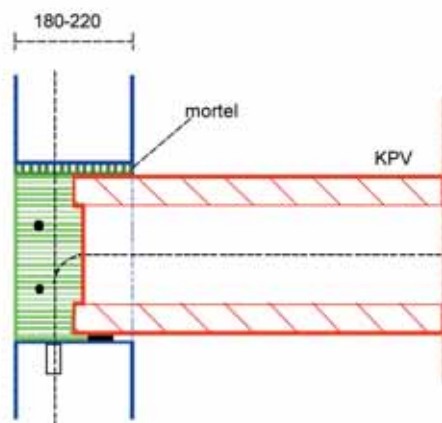


*Figuur 10.037: Oplossing met een plaatselijke draagnok voor de wand. Vloer en wand dragen nu gescheiden*

Bij figuur 10.037 een oplossing waarbij plaatselijk een nok is aangebracht, die wel een inkeping in de vloerplaat noodzakelijk maakt, maar de belasting uit de bovenliggende wand kan doorvoeren. Er moeten wel voorzieningen worden getroffen om de trekband te kunnen continueren ter plaatse van de nokken; bijvoorbeeld door gaten te sparen of door bouthouders in te storten.

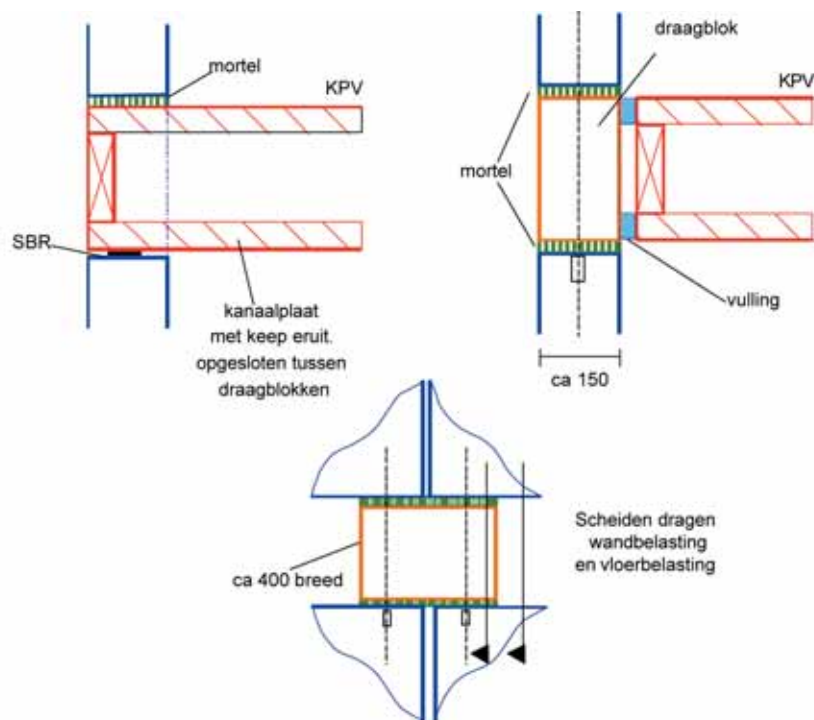
Een heldere verbinding met een bovengrens aan de draagcapaciteit, bepaald door het draagvermogen van de nokken.

In figuur 10.038 is de ingeklemde verbinding getekend, die ondanks de genoemde risico's toch nog wel eens wordt uitgevoerd. Men moet wel bekisten. De excentriciteit van de wandbelasting neemt af.



*Figuur 10.038: Een ingeklemde verbinding is slechts bij laagbouw toelaatbaar. Kanaalplaat heeft bovenin nauwelijks voorspanwapening. Er heersen al (bijna) trekspanningen ten gevolge van het excentrisch voorspannen van de plaat*

## 10.5.3 Het LEVO-systeem

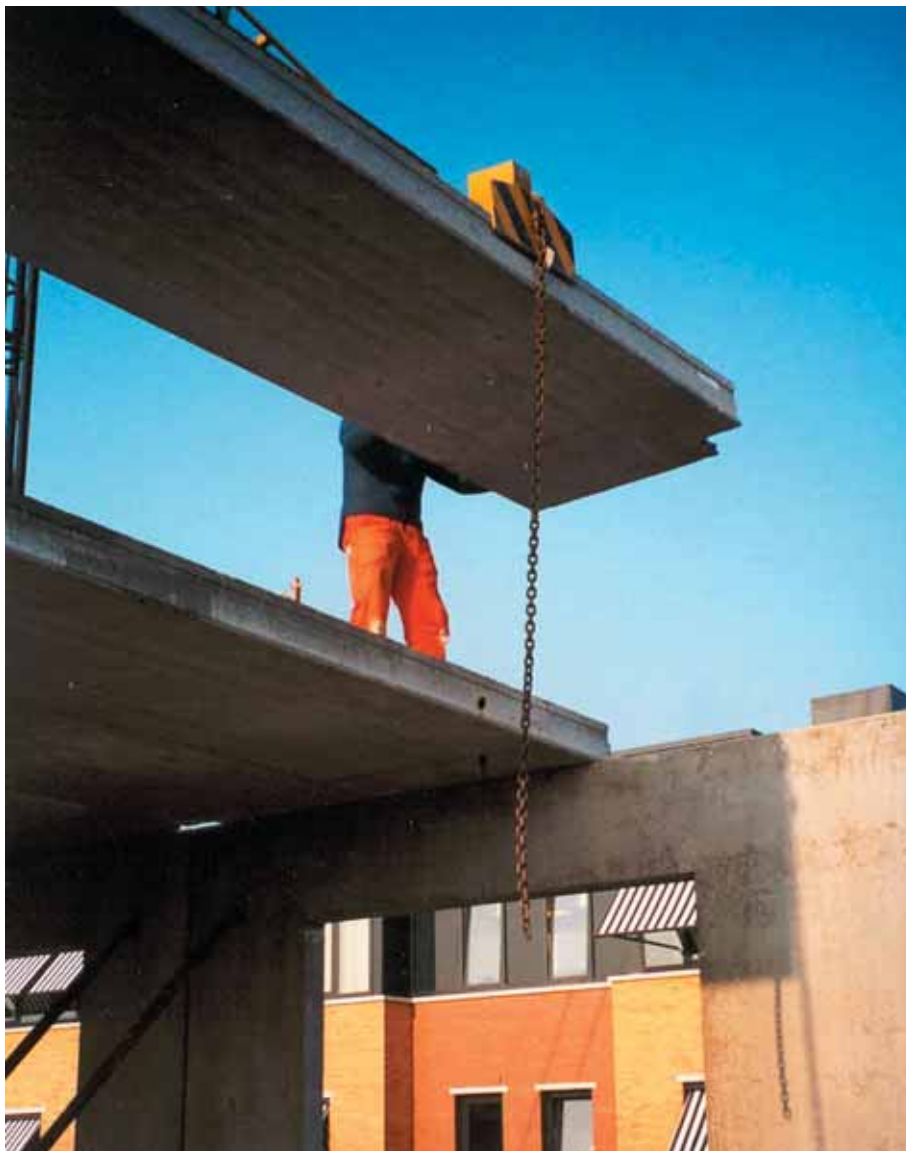


*Figuur 10.039: LEVO-oplossing, waarbij vloer en wandbelasting gescheiden zijn. De vloer ligt centrisch op de wand*

In figuur 10.039 vindt U de nieuwste ontwikkeling, het LEVO-systeem, waarbij tussen de wanden een betonblokje wordt geplaatst ter plaatse van de voeg tussen de wandelementen. Door dit blokje worden de verticale krachten doorgevoerd. Dit blokje is via een dook-stekverbinding met de vier aansluitende wanddelen verbonden en verbindt daarmee alle wanden tot één gekoppeld geheel, een schijf, waardoor men de centrisch opgelegde vloerplaten opsluit tussen de nokken en dan geen trekbandwapening voorziet. De wanddikte bedraagt gebruikelijk 150 mm. Het LEVO-systeem wordt verder verduidelijkt aan de hand van de foto's 10.040 t.m. 10.064 en de bijbehorende teksten.



*Foto 10.040: Ruwbouw gevelfragment met kanaalplaten - vrij - tussen de vloeren in. De dragende LEVO-blokken zijn duidelijk te onderscheiden. De montage gaat verder*



*Foto 10.041: Montage kanaalplaat. De veiligheidsketting van de klem die onder de plaat door hoort te lopen, is reeds losgemaakt. In de kanaalplaat is een sparing aangebracht ter plaatse van de (later) aan te brengen nok*



*Foto 10.042: Montage kanaalplaat, de veiligheidsketting van de klem ook hier loshangend*



Foto 10.043: Wandelement in de kraan, op weg naar zijn positie



Foto 10.044: LEVO-blok, gedemonstreerd. Kunststofmal voor de omsluiting van de mortelvoeg onder het LEVO-blok, draadeinden voor verticale doorverbinding en als deuvels deelnemend aan de opname van horizontale krachten. Verder is een horizontale stek te zien, die in de voeg wordt ingestort en daarmee de samenhang in de constructie compleet maakt



Foto 10.045: De vloer is aangebracht. De werkzaamheden om een nieuw blok te stellen kunnen gaan beginnen. Kanalen zijn voorzien van proppen minerale wol. Veiligheidshelmen zijn vereist



Foto 10.046: Draadeinden worden ingedraaid. Voorbereidingen voor het stellen van blok



Foto 10.047: Sparingen in de kanaalplaten zijn gestoken, dus niet glad. Prop minerale wol dicht het kanaal af op de plaats van de sparing. De voorzieningen om een volgend LEVO-blok aan te brengen zijn begonnen. Kunststofmal gelegd en de draadeinden ingedraaid



Foto 10.048: LEVO-blok wordt over de draadeinden geschoven. Voegmortel onderin aanwezig



Foto 10.049: LEVO-blok opgenomen in de vloer, doorlopend draadeind voor opgaande stek. De voorzieningen voor de volgende voeg kunnen worden aangebracht



Foto 10.050: Kunststofmal boven op LEVO-blok aanwezig. Voegmortel nog maar deels in de voegruimte aangebracht. Naast de kunststofmal is voegmortel aanwezig voor het bouwkundig afsluiten van de voeg tussen vloer en wand. Is constructief niet noodzakelijk en zelfs minder gewenst: het krachtenverloop moet helder blijven. Het wandelement zakt over de stekken heen



*Foto 10.051: Communicatie met de kraandrijver. Materialen op de vloer, mallen voor voegen gesteld op de hoek en op de vloer. Aanbrengen van de specielaag voor de afsluiting van de voegruimte, bij hoek gebouw. Beveiliging op de plek waar niet gewerkt wordt wel aanwezig*



*Foto 10.052: Korte kolommen met stelpennen*



*Foto 10.053: LEVO-balk, samengesteld uit handelsmaterialen*



Foto 10.054: Hoekstaal aan de kern voor het ondersteunen van de kanaalplaten. Verder de LEVO-balk, samengesteld uit stalen handelsprofielen en inwendig gevuld met beton en langswapening



Foto 10.055: Een tikje is hier nodig om de balk tussen de andere te passen



*Foto 10.056: LEVO-balk wordt neergelegd op de gestelde kolom. Een trapje is nog steeds onmisbaar in de bouw*



*Foto 10.057: Stalen randbalk. De oplegplaat is duidelijk te zien, waar nog geen kanaalplaat is neergelegd*



*Foto 10.058: LEVO-balk, kolom, vloerontmoeting vanaf onderen gezien. Het gestorte beton tussen de hoekstalen is duidelijk te onderscheiden. Dat beton verstijft de balk en neemt deel aan de krachtopname*



*Foto 10.059: Opgelegde LEVO-balken ter plaatse van de kolom*



*Foto 10.060: Voorbereidingen voor een haakse ontmoeting*



Foto 10.061: Stellen van een wand loodrecht op de langsgevel



Foto 10.062: Alles is gereed om het wandelement te gaan stellen. Element in de kraan



*Foto 10.063: Het wandelement hangt gereed. Nog even lassen ter plaatse van de kern*



*Foto 10.064: Gereed gebouw, structuur bekleed met metselwerk*

## 10.6 DE TOEPASSING VAN BEKISTINGPLAATVLOEREN

In het voorgaande hoofdstuk is geconcludeerd dat het bouwconcept met dragende wanden en kanaalplaatvloeren een weerspiegeling is van een evolutie in de prefab-betonindustrie. Een terechte uitspraak, die niet uitsluit dat er binnen dit gebouwconcept alleen een succesvolle combinatie van dragende wanden en kanaalplaatvloeren mogelijk is. Integendeel zelfs. Daarom nu ook aandacht voor die andere mogelijkheden.

De bekistingplaat is een halfproduct met een standaardbreedte van 2,40 of 3,00 m. Een bekistingplaatvloer bestaat uit een prefab bekistingplaat waarop ter plaatse beton wordt gestort, zodat een homogene vloer ontstaat.

De plaat is veelal 50 mm dik en is voorzien van wapening of voorspanning. Deze wapening moet voldoende zijn om de stort- en werkbelasting te dragen tijdens de uitvoeringsfase en tevens voldoende zijn voor de belasting in de gebruik - of bezwijkfase van de samengestelde vloer. In de bekistingplaten zijn tevens tralieliggers ingestort.

Deze tralieliggers hebben meerdere functies:

- doordat de tralieligger boven de plaat uitsteekt wordt de stijfheid van de 50 mm dikke plaat aanzienlijk vergroot. Zodra de ontlastingsterkte of spansterkte van het beton is bereikt, moet men de plaat scheurvrij kunnen hijsen en transporteren. De productielengte is daarop afgestemd;
- de plaat wordt aan de tralieliggers gehesen;
- de tralieligger doorsnijdt het aanhechtvlak van de bekistingplaat en het daarop gestorte beton en kan schuifkrachten in dat vlak opnemen;
- de tralieligger is verder supporter voor de bovenwapening, die ter plekke wordt aangebracht.

De stijfheid van de plaat en de dikte van het daarop te storten beton zijn tezamen bepalend voor de afstand van de onderslagen die moeten worden aangebracht om de stort- en uitvoeringsbelasting te kunnen dragen.

De opleglengte van de bekistingplaat is relatief kort.



Foto 10.065: Onderstempelde bekistingplaatvloer met kolomstrook, verlaagd vloerdeel



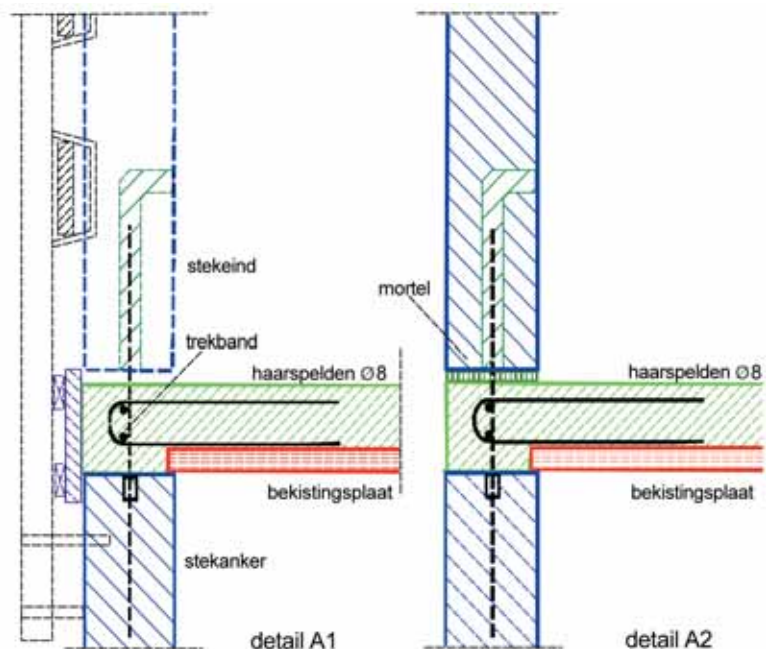
*Foto 10.066: Stempels moeten blijven staan tot de bovenliggende vloer is gestort en voldoende is verhard. Het stortgewicht van de volgende vloer wordt dan verdeeld over twee vloeren!*



*Foto 10.067: Vloeraansluiting bij de wand*

### 10.6.1 De knoop wand - bekistingplaatvloer - wand

Na het storten ontstaat een massieve vloer, zodat een buigvaste verbinding van wand - vloer - wand voor de hand ligt. Vanwege deze 'natte verbinding' kan de wand vlak, zonder nok, worden uitgevoerd. In figuur 10.068 (detail A1) is de situatie tijdens de uitvoering aangegeven. De bekistingplaat ligt op de rand van de wand. De stekwapening, voor de verbinding van de wanden, is in de bouthouder in het bovenzvlak van de onderste wand gedraaid. Aan die onderliggende wand is vooraf de randbekisting met het hekwerk bevestigd. Na het aanbrengen van onderwapening ter plaatse van alle langsnaden van de bekistingplaatvloer en het vlechten van de vereiste bovenwapening, kan de vloer worden gestort. Het hekwerk wordt verwijderd voordat wandelementen op die gestorte vloer worden geplaatst en daarop worden afgeschoord. Die situatie wordt aangegeven in figuur 10.068 (detail A2). De voegvulling tussen bovenkant vloer en onderzijde wand wordt aangebracht op de plaatsen waar krachten moeten worden overgedragen, waarmee tevens de ruimte rond de stek in de bovengelegen wand via aangieten of injecteren wordt gevuld.



Figuur 10.068: Detail A1; Bekistingplaatvloer - wanddetail, uitvoering met veiligheidsvoorziening  
Detail A2; Randbeveiligingshekwerk verwijderd voorafgaand aan montage wand



Foto 10.069: Leggen van een bekistingplaatvloer. Hijsen aan de tralieliggers



Foto 10.070: Toepassing van zowel kanaalplaat als bekistingplaat. Verder een DELTA-ligger



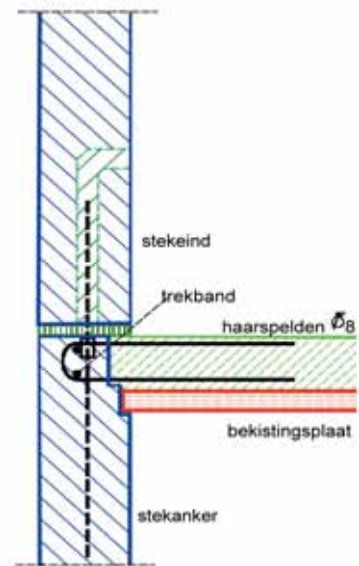
Foto 10.071: Schuine ontmoeting kanaalplaat, stalen balk en bekistingplaat

Na het weghalen van de onderslagen komt het eigen gewicht van de vloer vrij, waardoor de vloer gaat doorbuigen. De reactiekracht van de vloer zal min of meer in de as van de wand aangrijpen. Indien er meerdere wandstukken zijn aangebracht, zal dat tot gevolg hebben, dat de rotatie van wand en vloer min of meer gelijk zullen zijn, zodat er sprake is van een semi - buigvaste knoop. Daardoor wordt de wanddoorsnede belast op normaalkracht en buiging. Er is sprake van een semi-buigvaste knoop omdat er ter plaatse van de voeg alleen in de hartlijn van de wand wapening aanwezig is, zodat de voeg tussen wand en vloer kan opendraaien. De mate van verdraaien is te berekenen uit het evenwicht tussen normaalkracht en moment in de wand enerzijds en de vervormingen ten gevolge van de reactiekrachten in de stekken en het gedrukte deel van de voeg anderzijds. Wanneer de normaalkracht relatief groot is, zal de voeg niet opendraaien omdat dan de gehele voeg onder druk blijft verkeren. Bij een lage normaalkracht zal de rotatie ten gevolge van buiging overheersen. De betontrekspanning kan worden overschreden, waardoor de rotatie verder zal toenemen.

Als men in de wand aan de malzijde een inkassing over de gehele lengte maakt, kan men werken zonder randbekisting. Die inkassing is op zich eenvoudig uitvoerbaar zolang er geen wapening uit de wand in de sponning doorloopt. In figuur 10.072 wordt dat in beeld gebracht. Men kan ook de bekistingplaat op een sponning in de wand opleggen en de stekwapening voor de vloer al middels een in te storten stekkenbak in de wand opnemen, hetgeen op zich meer werk is en slechts uitvoerbaar is, als de wapening voor de vloer niet te zwaar is. In figuur 10.073 is die situatie weergegeven.



Figuur 10.072: Detail B



Figuur 10.073: Detail C

Zoals eerder is aangegeven, vormt de vloer een onderdeel van het stabiliteits-systeem. De bekistingplaatvloer is homogeen en kan als schijf fungeren en dus de horizontale krachten overdragen aan de verticale constructie-elementen, die de krachten weer naar de fundering leiden. Bij de kanaalplaatvloer was daar trekband- en koppelwapening voor vereist. Bij een bekistingplaatvloer is de trekbandwapening niet expliciet noodzakelijk. De koppelwapening wel, zoals in de figuren 10.072 en 10.073 aangegeven.

### 10.6.2 Waarom kiezen voor bekistingplaatvloeren?

Beide beschreven vloersystemen worden op een geavanceerde wijze vervaardigd. De vorm van een vloerelement is vrij, zolang de maximale productiebreedte niet wordt overschreden. Constructief zijn beide vloersystemen volledig uitgenut. In het algemeen kan worden gesteld, dat bij moeilijke plattegrondvormen de voorkeur in eerste instantie uitgaat naar een bekistingplaatvloer. Niet altijd terecht. In dit gebouwconcept hangt de keuze voor het ene of andere vloersysteem van meerdere aspecten af, zoals van:

- de vorm van de vloer;
- de gebouwdiepte;
- de te realiseren overspanning;
- de vloerdikte en het gebouwgewicht, versus een eventuele massa-eis voor de vloer;
- de noodzaak van een tussenondersteuning van kolommen;
- de aanwezigheid van grotere overstekken;
- al of niet accepteren van een nok aan de wand;
- minder excentriciteit in de wand, waardoor minder wandwapening.

De keuze voor volledig of semi-prefab vanwege:

- de gewenste bouwsnelheid;
- eventueel in te storten leidingen;
- verminderen van de kans op scheurvorming in een harde vloerafwerking;
- het aantal voegen in het plafond;
- het kostenvergelijk;
- de voorkeur en ervaring van opdrachtgever of aannemer.

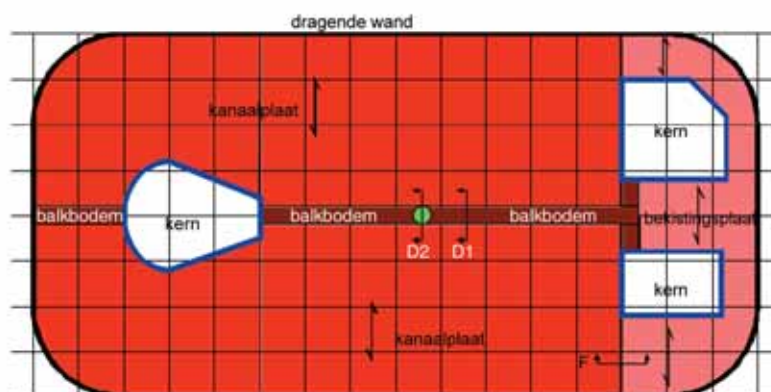
Zoals blijkt, zijn er zeer veel overwegingen die een rol kunnen spelen in het bepalen van het vloersysteem. Er is één aspect dat tot nu toe niet voldoende is belicht; de *gebouwdiepte*.

### De gebouwdiepte en het vloersysteem

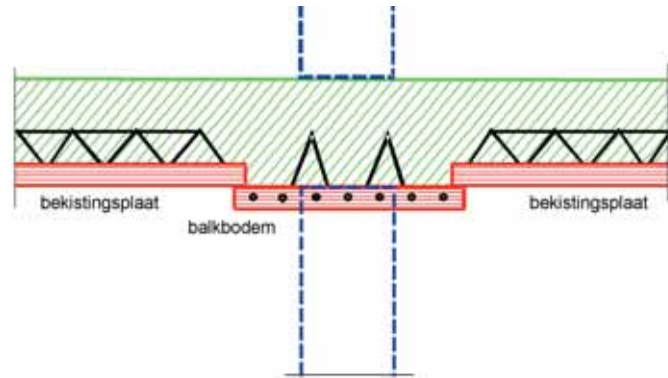
De overspanning die met een bekistingplaatvloer kan worden bereikt is gerelateerd aan de maximale productielengte, die zo rond de 8 à 9 m bedraagt. Dat betekent dat bij een gebouwdiepte die de 9 m overschrijdt, een tussenondersteuning met kolommen is vereist, waardoor de vrijheid van indeling van de ruimte wordt beperkt. De ondersteunende balk kan een prefab balk zijn of bestaan uit een verlaagde balk, een balkbodem gevormd door een dikkere bekistingplaat, zoals aangegeven in figuur 10.076 en de foto's 10.065, 10.066 en 10.078. In sommige gevallen is de constructiehoogte voor de kolomstrook nog niet voldoende en wordt een prefab-betonnen U-profiel toegepast, waarin uiteraard ook de vereiste balkwapening is opgenomen (fig. 10.077).

De bekistingplaatvloer wordt bij de aanwezigheid van een tussenondersteuning doorlopend geconstrueerd, waardoor de totale vloerdikte iets kan worden gereduceerd. De dikte van deze vloer is echter niet anders dan die bij een in het werk gestorte vloer is vereist. Bij een gebouw van meerdere bouwlagen kan een besparing van 40% op het constructieve vloergewicht bij toepassing van kanaalplaatvloeren nogal wat betekenen voor de wandwapening en de fundering. Ook de dan te bereiken overspanningen van 35 à 40 x de hoogte van de kanaalplaat is een belangrijke factor in de overwegingen omdat daarmee minder snel een rij tussenkolommen nodig is.

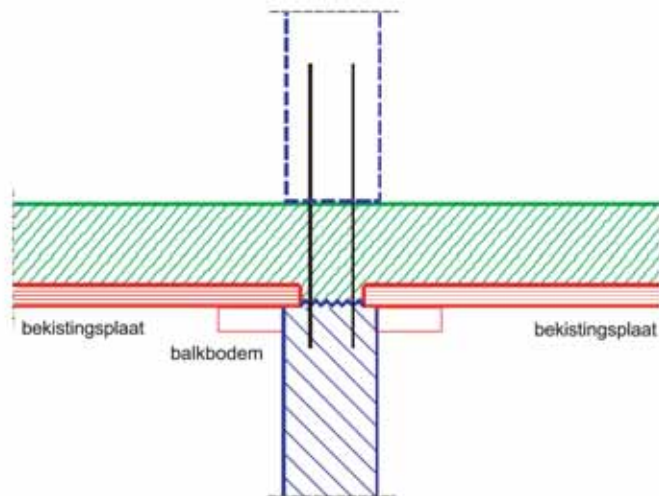
Soms worden beide besproken vloersystemen naast elkaar toegepast. In figuur 10.074 is het middendeel van de plattegrond regelmatig en de overspanning aanzienlijk, zodat daar gekozen is voor de toepassing van kanaalplaten. Vanwege de aanwezigheid van de verticale schachten en de vorm van de gevel is ter plaatse van de kernen een keuze gemaakt voor de toepassing van bekistingplaten. Een fraaie technische oplossing omdat de vloer op deze wijze ook optimaal als schijf kan fungeren in het stabiliteits-systeem en de 200 mm vloeren keurig op elkaar aansluiten.



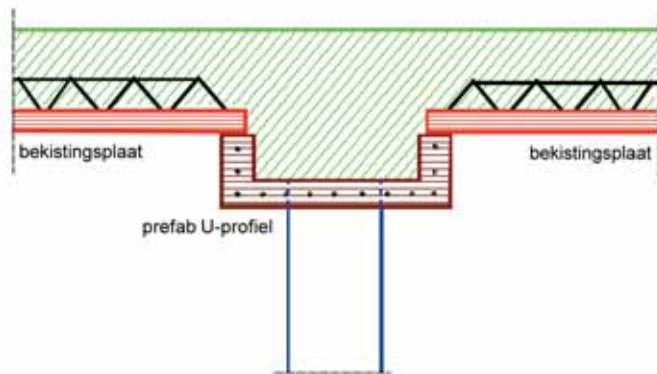
Figuur 10.074: Plattegrond van standaardverdieping



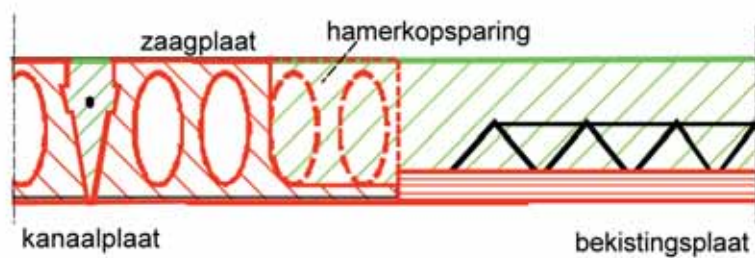
Figuur 10.075: Doorsnede D1. Voor de plaats van de snede, zie figuur 10.074



Figuur 10.076: Doorsnede D2



Figuur 10.077: Doorsnede E



Figuur 10.078: Doorsnede F



Foto 10.079: Bekistingplaatvloer uitgevoerd met een kolomstrook in het kantoorgebouw van 10.080



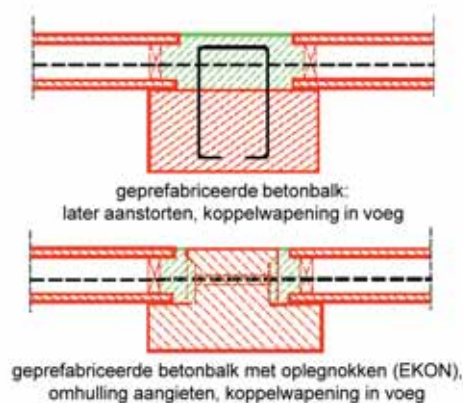
Foto 10.080: Kantoorgebouw te Veldhoven; de gevel is grotendeels gereed



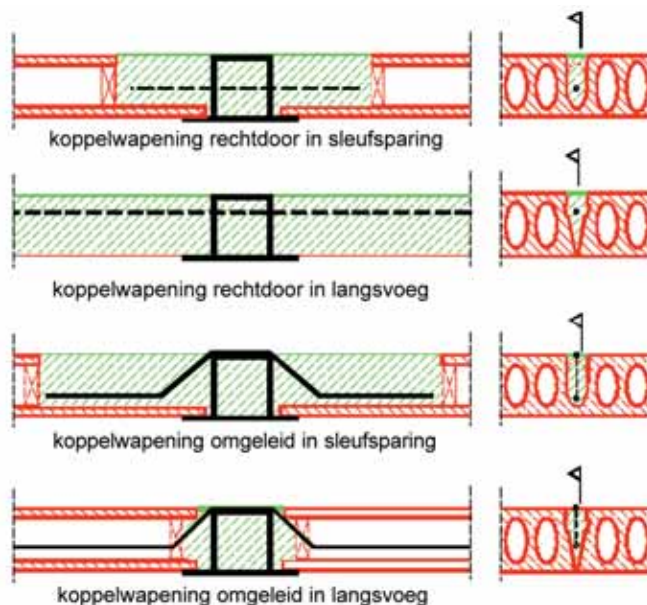
*Foto 10.081: Een detail van de gevel*

## 10.7 OP BALKEN OPGELEGDE KANAALPLAATVLOEREN

Zodra bij de toepassing van kanaalplaatvloeren, vanwege de gebouwdiepte, een tussenondersteuning nodig is, kan daarvoor een keuze worden gemaakt uit een betonbalk of voor een stalen balk. Mogelijke oplossingen voor de prefab-betonbalk zijn aangegeven in figuur 10.082. De stalen ligger is aantrekkelijk omdat deze geheel in de vloer is geïntegreerd (fig. 10.083), waardoor het leidingbeloop onder de vloer zonder enige belemmering kan plaatsvinden en aan een eis van 60 minuten brandwerendheid zonder veel extra voorzieningen kan worden voldaan.



*Figuur 10.082: Traditionele prefab-betonbalk (boven) en een EKON-balk (onder), laag uit te voeren als tussenondersteuning*



*Figuur 10.083: Oplossing met een stalen hoedligger; diverse verbindingen om de samenhang van de constructie te waarborgen*

Bij geïntegreerde betonbalken wordt het leidingbeloop eveneens nauwelijks verstoord en is er in brandomstandigheden, ook bij zwaardere eisen, geen extra voorziening vereist. De kanaalplaatvloer wordt principieel nooit doorgaand geconstrueerd. In de jaren '90 is er nogal wat onderzoek verricht op de interactie tussen kanaalplaatvloeren en ondersteunende balken.

Het feit dat de kanaalplaten niet meer star zijn ondersteund door wanden, heeft een vermindering van de dwarskrachtcapaciteit van de kanaalplaatvloer tot gevolg. Dat is niet zo eenvoudig in een paar woorden uit te leggen, zodat wordt verwezen naar het CUR/Bouwen met Staal-rapport 2002-2 [10.4]. Begin 2003 zal ook de CUR/BmS-Aanbeveling over niet-star ondersteunde kanaalplaatvloeren gereed zijn. Voor de toepassing van stalen balken en kanaalplaatvloeren wordt verwezen naar de foto's 10.084 t.m. 10.089.



Foto 10.084: Kanaalplaten ondersteund door een hoedligger



Foto 10.085: Kanaalplaten en hoedliggers



*Foto 10.086: Stalen balken met kolom, omsloten door kanaalplaten*



*Foto 10.087: Het overzicht van de stalen balken*



Foto 10.088: Montage kanaalplaat tussen balken



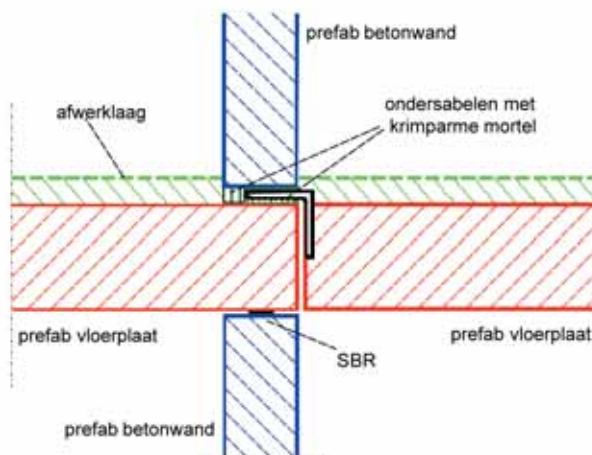
Foto 10.089: Aanstorten van de strook tussen de kanaalplaten inclusief de DELTA-beam

## 10.8 DE MASSIEVE PREFAB VLOER

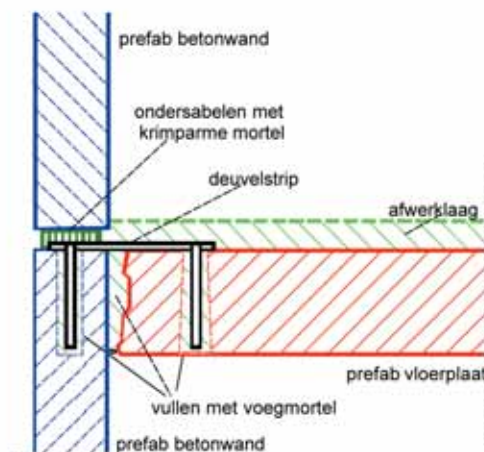
Een vloer bestaande uit massieve prefab-betonplaten kan een zeer goed alternatief voor de eerder genoemde vloersystemen vormen. Elke massieve plaat, zoals de Bestcon plaat, al of niet voorzien van cassetten, kan regelrecht op de wand worden opgelegd, beter gezegd, ter plaatse van de wanden worden ingeklemd.

De massieve plaat kan immers, net als een gestorte vloer, wel een negatief buigend moment opnemen. Het vloergewicht zelf veroorzaakt geen buigende momenten in de wand omdat deze centrisch is opgelegd. De buigvaste verbinding dient men net zo te beschouwen als eerder is aangegeven bij de bekistingplaatvloer. De momenten in de wanden zullen relatief laag zijn, zodat de wanddikte tot 140 mm kan worden gereduceerd, hetgeen een aanzienlijke besparing oplevert in gewicht en kosten. Bij hogere gebouwen zal de wanddikte van 140 mm onderin niet meer toereikend zijn. Een en ander is tevens sterk afhankelijk van het aantal en de grootte van kozijnsparingen in een wandelement. Bij het door IBC Betonbouw ontwikkeld concept met massieve vloeren wordt geen ringwapening aangebracht.

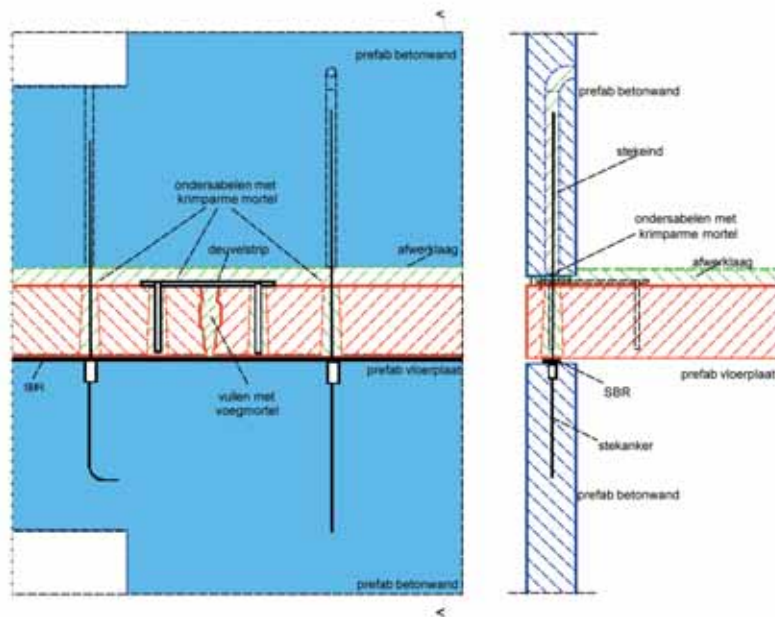
De schijfwerking van de vloer wordt in dat systeem verzekerd door een koppeling van de platen en de koppeling van de onderliggende en bovenliggende wand door de vloerplaat heen. Een aantal van de details is weergegeven in de figuren 10.090 t.m. 10.092.



Figuur 10.090: Oplegging vloerplaat via ingestort hoekstaal



Figuur 10.091: Aansluiting bij kopwanden



*Figuur 10.092*

Ook bij het bouwsysteem met het 'gepatenteerde' LEVO-blokje is sprake van een gereduceerde wanddikte en het ontbreken van een apart aangebrachte ringwapening (zie par. 10.5.3).

## 10.9 KOLOMMEN EN WANDEN NAAST ELKAAR TOEGEPAST

De getoonde mogelijkheden overziend, moet men wel concluderen dat de prefab-betonindustrie vindingrijk is en ze ontwerpers binnen één gebouwconcept meerdere prefab-betonmogelijkheden aanbiedt, waardoor de ontwerper de constructie optimaal kan afstemmen op het programma van eisen en een beslissing om al of niet met prefab beton te gaan bouwen, verantwoord kan nemen. En zo hoort het ook.

Een voorbeeld van een zeer interessante, gemengde constructie wordt getoond in de foto's 10.093 t.m. 10.098. De kerndelen zijn geprefabriceerd en met een natte verticale voeg in het werk met elkaar verbonden. Er zijn kransconsoles toegepast op de kolommen. De vorm van het gebouw is verre van regelmatig.



Foto 10.093: Gebouw met een gemengde uitvoering van skelet en wanden.

Toegepast zijn kranskolommen



Foto 10.094: Wanden gesteld, natte verbindingen nog uit te voeren



*Foto 10.095: Kolom op de achtergrond ruim geschoord. De wand zakt over de stekken heen*



*Foto 10.096: Meer in detail. De voeg wordt later aangebracht. Rechts is een stelblokje zichtbaar*



*Foto 10.097: Wand wordt geschoord en verticaal gezet*



*Foto 10.098: Details kernwanden, nog te storten natte verbindingen, schoorwerk kolommen*

## 10.10 HET GESLOTEN WANDELEMENT CONSTRUCTIEF BEZIEN

In deze paragraaf wordt ingegaan op de wandelementen als onderdeel van de hoofddraagconstructie. Dit gebeurt aan de hand van een redelijk eenvoudig voorbeeld.

Als eerste voorbeeld wordt een gebouw van 1 bouwlaag gezien, waarvan de hart-op-hart-afstand van de langsgevels 14,40 m bedraagt. Een langsgevel bestaat uit acht wandelementen met afmetingen van  $7,20 \times 3,20 \times 0,20 \text{ m}^3$ , die op de funderingsbalken worden bevestigd. Deze elementen zijn niet voorzien van raamopeningen.

In de richting loodrecht op de langsgevel wordt de stabiliteit door wanden in de kopgevels gewaarborgd. In figuur 10.099 is het schema van de constructie aangegeven.



Figuur 10.099: Schema van de constructie

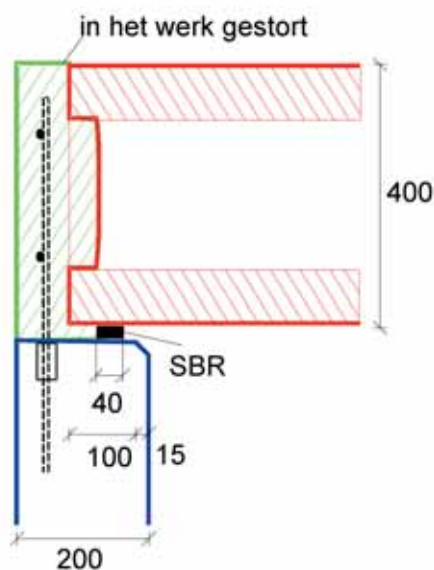
### Het oplegdetail

De vloer, die op de wandelementen is opgelegd, bestaat uit kanaalplaten, hoog 400 mm, lang 14,40 m.

Dat is de eerste keuze die door de constructeur is gemaakt, de vloer wordt direct op de wand opgelegd.

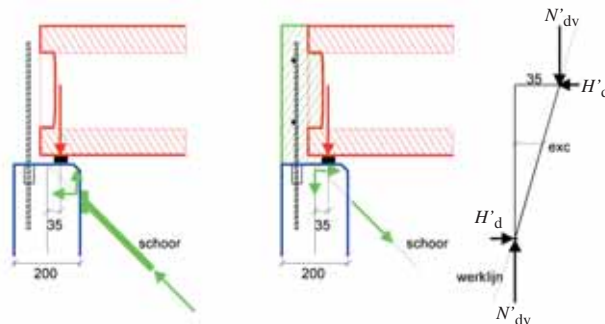
De opleglengte is minimaal gelijk aan  $40 + 0,004 \cdot L = 98 \text{ mm} \rightarrow 100 \text{ mm}$ .

Met een vellingkant van 15 mm blijft voor de aan te storten strook met ringwapening en stekken uit de wand nog 85 mm over. Doordat de overspanning groter is dan 6,5 m is onder de kanaalplaat een oplegmateriaal vereist, zoals een SBR-strip (fig. 10.100).



Figuur 10.100: Oplegdetail

De verticale belasting wordt via de vloer als normaalkracht in de wand ingeleid, met een excentriciteit van  $15 + 50 \text{ mm} = 65 \text{ mm}$  in het oplegvlak, gemeten van de binnenzijde van de wand. De wand wordt afgeschoord voordat de vloerelementen worden gemonteerd. De excentriciteit van de oplegkracht van het vloerelement wordt eerst genivelleerd door een drukkracht in de schoor, die nadat de gehele verbinding is aangestort en voldoende is verhard, bij het wegnemen een tegengestelde kracht op de verbinding uitoefent. Die schoorkracht kan ontbonden worden in een kracht in de vloer en de wand. De excentriciteit van de belasting bedraagt boven in de wand  $0,5 \cdot 200 - 15 - 100 \cdot 0,5 = 35 \text{ mm}$  (fig. 10.101). Indien de schoor lager aangrijpt, zal de situatie anders zijn.



Figuur 10.101: Krachtswerking in de verbinding

#### De mortelvoeg

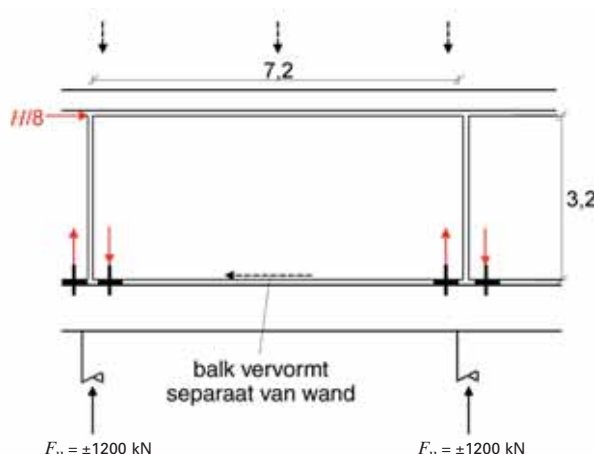
Een volgende keuze voor de constructeur betreft de verdere randvoorwaarden van de ondersteuning van de wandelementen. Het wandelement kan over de gehele lengte worden ondergoten met voegmortel. De belasting in de wand zal dan regelrecht naar de funderingsbalk worden geleid. Indien men de rotatievrijheid bij de aansluiting funderingsbalk, vloer en wand niet al te zeer beperkt, kan men deze verbinding als scharnierend beschouwen. De excentriciteit van de belasting verloopt dan van 35 mm bovenin naar 0 mm onderin. In een scharnierende verbinding moeten zowel horizontale als verticale krachten kunnen worden opgenomen. Voor het afvoeren van de horizontale krachten kan men een aantal stekken per element plaatsen, twee of meer. Voor het opnemen van de verticale krachten kunnen deze stekken eveneens dienstdoen in combinatie met de voegmortel. Hierop wordt later nog ingegaan.

#### Krachten in het vlak van de langsgevel

Het wandelement is in zijn vlak stijf te noemen. Horizontale krachten, welke evenwijdig aan de langsgevels optreden, zullen door de stijve vloer worden verdeeld over de aanwezige  $2 \times 8$  wandelementen. De horizontale kracht, aangrijpend boven in de wand, zal een verticale trek- en drukreactie geven aan de uiteinden van de wand, ervan uitgaande, dat het wandelement met twee stekken is vastgezet aan de funderingsbalk. De horizontale kracht wordt door wrijving in het voegvlak en dwarskracht in de stekken opgenomen.

#### De invloed van de fundering

Die genoemde trek- en drukreactie belast de funderingsbalk op dwarskracht over een kort gebied. Voor de paalreacties zijn deze reactiekrachten slechts van belang aan het begin en het eind van de gehele wand. Nabij alle andere voegen werken ze tegen elkaar in en verhogen daardoor niet de paalreacties. Zie een en ander aangegeven in figuur 10.102.



Figuur 10.102: Krachtswerking in het vlak van de langsgevel en de invloed van de fundering

Voor de palen was ervan uitgegaan, dat deze hart-op-hart 7,2 m zijn geplaatst, nabij de voegen in de wanden. Indien dit niet het geval is, dan verandert er nog weinig aan de paalreacties, als gevolg van horizontale krachten werkend evenwijdig aan de langsgevels.

Voor de verticale belasting kan dat evenwel anders zijn. De stijfheid van het wandelement in het vlak is groot, in ieder geval groter dan die van de funderingsbalk. Door de vervorming van de funderingsbalk onder het optreden van veranderlijke belasting op de begane-grondvloer, zal de drukspanning in de voegmortel afnemen. Het wandelement zal dan als schijf gaan werken.

Door het plaatsen van meerdere stekken per wandelement gaat het wandelement de veranderlijke belasting van de begane-grondvloer mede dragen!

De capaciteit van de geplaatste stekken bepaalt of die kracht kan worden overgedragen naar de wand. In dat geval zal het wandelement eveneens als een schijf gaan werken. Een schijf, welke aan de uiteinden wordt ondersteund, ervan uitgaand dat daar ook de reacties van de wand naar de palen worden geleid!

#### Berekening van de wapening

We nemen aan dat de voeg tussen wandelement en funderingsbalk volledig wordt gevuld met voegmortel en dat er slechts twee stekken zijn geplaatst, op een afstand van 300 mm van de zijkant, dus 6,60 m hart-op-hart.

Verder zijn de palen nabij de voegen geplaatst.

De volgende berekeningen worden uitgevoerd:

- loodrecht op het wandvlak, met excentrisch aangrijpende belasting op ondersteunde wand;
- in het vlak van de wand, als schijf belast;
- ontkisten en montagehandelingen.

## Loodrecht op het wandvlak

De belasting van de kanaalplaatvloer bestaat uit een afwerking van  $1,0 \text{ kN/m}^2$  en een veranderlijke belasting van  $4,0 \text{ kN/m}^2$ .

De rekenbelasting  $q_d$  voor de wand aan de bovenzijde van de wand is dan:

$$q_d = 14,60 \cdot 0,5 \cdot (1,2 \cdot 4,86 + 1,2 \cdot 1,0 + 1,5 \cdot 4,0) = 95,13 \text{ kN/m}.$$

$$\text{De wand zelf } q_p = 3,2 \cdot (1,2 \cdot 0,2 \cdot 25) = 19,2 \text{ kN/m}.$$

De excentriciteit is bovenin 35 mm en onderin 0 mm.

Voor de wand is, op halve hoogte van de wand, de excentriciteit uit de belasting  $0,5 \cdot 35 = 17,5 \text{ mm}$ . Windzuiging op het vlak van de wand zou tevens meegenomen moeten worden, maar wordt in dit voorbeeld verwaarloosd.

De wanddikte noemen we  $h_{el}$

De minimale beginexcentriciteit moet zijn:

$$e_0 = l_k / 300 = 3200 / 300 = 10,7 \text{ mm} < 17,5 \text{ mm}.$$

Volgens tabel 27 van de VBC is voor  $\rho = 1$ ,  $\varphi = 1$  en  $e_0 < 0,5 \cdot h_{el}$  de totale excentriciteit  $e_c$  voor de doorsnede-berekening gelijk aan:

$$e_c = 3 [1,5 \cdot h_{el} + e_0 (4 \cdot \varphi - 3)] (\rho \cdot L_c / 100 \cdot h_{el})^2 = 3 \cdot [1,5 \cdot 200 + 17,5 \cdot 1] \cdot (1 \cdot 32 / 200)^2 = 24,4 \text{ mm}.$$

$$e_t = (17,5 + 24,4) \cdot 1 = 41,9 \text{ mm}.$$

$$\text{De minimale waarde van } e_{t \min.} = h_{el} / 10 = 20 \text{ mm} < 41,9 \text{ mm}.$$

$$N'_d = 95,13 + 19,2 \cdot 0,5 = 104,73 \text{ kN/m en } e_t = 41,9 \text{ mm}.$$

Wandafmetingen  $200 \times 1000 \text{ m}^2$ , Milieuklasse 1. Beton B 45. Staal FeB 500.  
Dekking = 15 mm.

$$\text{Tabel GTB 1990 - 10.2} \rightarrow N'_d / A_b \cdot f'_b = 0,0194 \text{ en}$$

$$(N'_d / A_b \cdot f'_b) \cdot (e_t / h_{el}) = 0,004 \rightarrow \omega_t = \min.$$

$$\text{Minimale wapening } \omega_{0t} = 0,11 \% = 220 \text{ mm}^2 \rightarrow \emptyset 8 - 225 = 222 \text{ mm}^2.$$

## De spanning in de voegmortel

De spanning in het voegmateriaal is zeer laag, circa  $0,5 \text{ N/mm}^2$ , zodat de voorgenomen voegmortel B 25 kan worden aangekaut, ondergoten of geïnjecteerd.

*In het vlak van de wand: zonder additionele belasting van de begane-grondvloer*

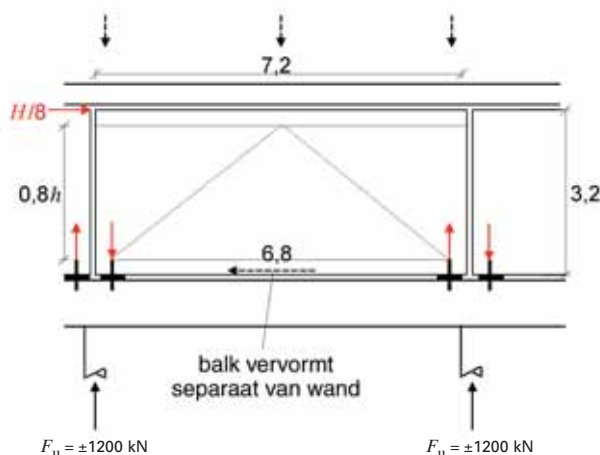
De hart-op-hart-afstand van de stekken is  $7,2 - 0,2 - 0,2 = 6,8$  m.

Dit wordt gehanteerd als overspanning van de schijf.

$$q_d = 95,15 + 19,2 = 114,35 \text{ kN/m.}$$

$$L = 6,8 \text{ m. } H = 3,2 \text{ m.}$$

De hefboomsarm  $z$  wordt aangenomen op  $3,2 - 0,2 - 0,2 = 2,8$  m.



**Figuur 10.103: Krachtswerking in het vlak van het element**

De trekkracht van de boog =  $0,125 \cdot 114,35 \cdot 6,8^2 / 2,8 = 236 \text{ kN}$ .

$$A_{\text{ben}} = 236 \cdot 1000 / 435 = 542 \text{ mm}^2 \text{ te verdelen over } 0,2 \cdot 3200 = \text{circa } 600 \text{ mm.}$$

Per zijde 6 x Ø 8 - 100 mm over de eerste 500 mm, ruim verankerd rond de stek.  
Verder horizontaal toepassen Ø 8 - 250 per zijde.

De betondrukzone is gelijk aan  $y_b = 236000 / (0,75 \cdot 200 \cdot 27) = 59 \text{ mm}$ , ruim gelegen binnen de aangenomen 200 mm.

De betondrukdiagonaal zal bij zulke lage krachten niet maatgevend zijn.

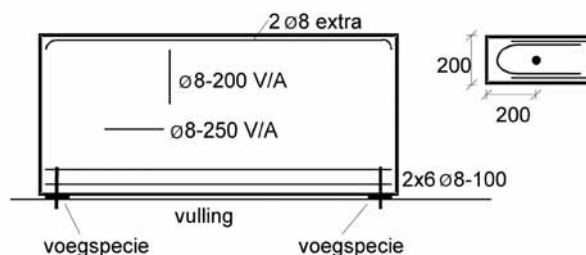
## De spanning in de voegmortel

De reactie  $V = 0,5 \cdot 7,2 \cdot 114,35 = 411,7$  kN. Stel dat door het optreden van  $H_{\text{wind}}$  // aan de langsgevel de oplegreactie door  $H_{\text{wind}}$  met  $(0,5 \cdot H_{\text{wind}} / 8) \cdot 3,2 / 6,8 = \text{circa } \pm 0,03 \cdot H_{\text{wind}} = \text{circa } \pm 2,4$  kN verandert.

De maximale verticale kracht is dan

$411,7 + 2,4 = 414 \text{ kN}$  en  $H = \text{circa } 80 / (2 \cdot 8) = 5 \text{ kN}$ .

Stel nu dat de voegmortel aanwezig is over  $200 \times 600 \text{ mm}^2$ . De gemiddelde verticale spanning =  $0,35 \text{ N/mm}^2$ , nog steeds zeer laag, zodat van verdere controle wordt afgezien. Een praktisch gekozen stek  $\varnothing 12$  voldoet.



**Figuur 10.104: Wapening wandelement**

**Controle wapening tijdens ontkisten en hijsen**

De kleefkracht tussen wand en bekisting wordt op  $1 \text{ kN/m}^2$  gesteld. Met inbegrip van een stootfactor van 1,2 wordt  $q_d = 1,2 \cdot (0,2 \cdot 24 + 1,0) = 6,96 \text{ kN/m}^2$ . Bij het optillen van de wand vanaf een vlakke tafel ontstaat een moment in het midden van de wandhoogte van 3,2 m, aannemend een spreiding onder  $45^\circ$ , dat gelijk is aan  $0,125 \cdot 6,96 \cdot 7,2 \cdot 3,2^2 / 2 \cdot 3,2 = 10 \text{ kNm/m}$ .

$$A_{\text{ben}} = 10 \cdot 106 / 0,95 \cdot 180 \cdot 435 = 135 \text{ mm}^2.$$

Aanwezige wapening is  $\emptyset 8 - 225 \text{ mm} = 220 \text{ mm}^2$ .

In het hijsanker treedt bij het ontkisten een dwarskracht op van  $3,2 \cdot 7,2 \cdot 6,96 / 2 = 80 \text{ kN}$ . Het anker moet met de vereiste veiligheid op deze representatieve dwarskracht worden gedimensioneerd in een stadium dat de betondruksterkte slechts  $22,5 \text{ N/mm}^2$  zal bedragen.

Het verdient daarom aanbeveling om het wandelement op een kanteltafel te ontkisten of het totale wandelement met een kantelzuiger van de bekisting te lichten. Dan wordt het hijsanker slechts evenwijdig aan de as van het anker op trekkrachten belast; een veel gunstiger Ausgangssituatie.

### 10.11 WANDEN MET RAAMOPENINGEN

Voorgaand is aandacht geschonken aan de constructieve functie van wandelementen en aan een aantal berekeningaspecten. Ook in deze paragraaf komen constructieve aspecten aan de orde.

Aan de hand van een gebouw van 1 bouwlaag is vastgesteld, dat de plaatsing van de palen en daarmee de plaats waar de wandelementen constructief worden opgelegd, maatgevend is voor de krachtsverdeling in de elementen. De constructieve oplegging wordt gevormd door het mortelvlak onder het wandelement en door de aangegoten stekverbinding. De krachten werkend op het wandelement worden overdragen naar een ander wandelement of naar de fundering.

In veel moderne kantoorgebouwen wordt de bovenbouw door kolommen in de onderbouw ondersteund. Door het toepassen van kolommen in de onderste bouwlagen ontstaan daar andere gebruiksmogelijkheden (foto's 10.105 t.m. 10.120).



*Foto 10.105: Cisco Campus te Amsterdam; voorbeeld van een uitvoering van dragende wanden met kanaalplaten, kolomondersteund*



*Foto 10.106: Hoofdentree van Cisco Campus*



Foto 10.107: Aanzicht wandconstructie op onderbouw



Foto 10.108: Meer in detail, met aanzicht van draagconstructie en overgangsbalk



Foto 10.109: De opbouw is in volle gang. Let op de als gerber-ligger uitgevoerde betonbalken



Foto 10.110: Een aanzicht van binnenuit. De kanaalplaten rusten op de draagbalk onder de wanden. Wand is echter stijver dan balk!



Foto 10.111: Nogmaals de kolom-balkconstructie. Alle uitgevoerd in ZVB



Foto 10.112: Tussenbalken voor de opvang van kanaalplaatvloer, stalen ligger



Foto 10.113: Detail, balk met overstek, daarop rust de ingehangen balk



Foto 10.114: De tand en oplegnok



*Foto 10.115: De gevelstructuur, geplaatst voor de dragende wanden. De dakrand zoals hier uitgevoerd komt nog zelden voor*



*Foto 10.116: De kolommen, verticaal gestort. Steellengte aan de onderzijde gecorrigeerd*



Foto 10.117: Spiegelgladde kolommen met een redelijk wapeningspercentage



Foto 10.118: Drie kolommen per stort



Foto 10.119: Kolom ontkist en wordt afgevoerd. Stroppen om wapeningstaven



Foto 10.120: Hij ligt bijna plat

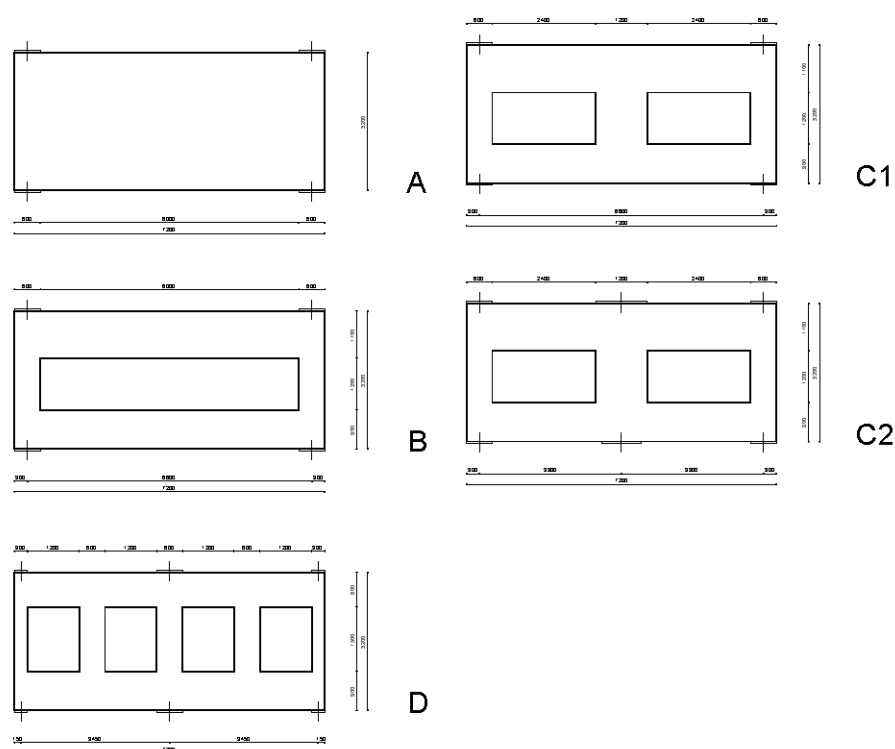
Nu weer terug naar wandelementen

De wandelementen waren tot nu toe gesloten gedacht, maar vaak zijn er raamopeningen in het wandelement aanwezig. Wanneer daarop een horizontale kracht wordt uitgeoefend, zal het wandelement in het vlak van de wand horizontaal uitbuigen. Maar ook de afdracht van de verticale belasting zal nu worden gestuurd, want de afdracht van de verticale belasting vindt nu plaats via een wand met een gat of een soort 'vierendeelligger'. Onder horizontale belasting zullen voornamelijk de stijlen de stijfheid van het wandelement bepalen. Het verschil in normaalkracht in de wanddelen naast de ramen bepaalt de verticale vervormingen in de gestapelde elementen.

Het wanddeel onder de raamopening is meestal relatief hoog, gezien de overspanning van een wandelement, en dus ook relatief stijf. Veelal gedraagt dit deel van de wand zich niet als een balk, maar gezien de relatieve hoogte en overspanning, als een wandligger. Voor de bovenregel geldt min of meer hetzelfde.

Voor de wandstijlen naast de raamopeningen kan men zich afvragen, wanneer deze zich nog als ligger gedragen en dan als kolom kunnen worden gezien en wanneer de stijlbreedte en stijlhoogte (= hoogte raamopening) aanleiding is om het als een wanddeel te beschouwen.

Veelal wordt door de constructeur gebruik gemaakt van een raamwerk programma, gebaseerd op de normale mechanica en uitgaand van een lineair elastisch materiaal, om de krachtsverdeling en de verplaatsingen in een wandelement te leren kennen. Met het invoeren van stijve delen ter plaatse van balk en stijl wordt min of meer recht gedaan aan het vaak gedrongen karakter van deze onderdelen van de wand. De vraag is echter of dit overeenstemt met een benadering als schijf met gat of gaten. Waarom is dat zo belangrijk? Is de gebruikelijke berekeningsgang niet goed genoeg? Op zich goed genoeg, maar de wijze van wapenen is anders als het een wandligger betreft of een balk. Dat geldt ook voor de stijlen: bezie je het als wanddeel of als kolom?

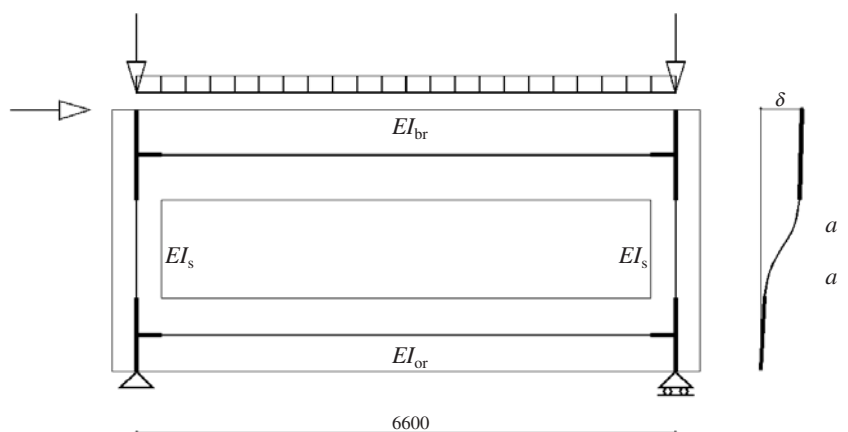


**Figuur 10.121: Overzicht beschouwde wandvormen**

In figuur 10.121 zijn de wandelementen A tot en met D aangegeven. Het verschil betreft het aantal en de grootte van de raamopeningen. Bij element C is de ondersteuning gevarieerd.

### 10.11.1 Schematisering en de wijze van wapenen

Element B zullen we eens nader beschouwen. De vloerbelasting grijpt aan op het wanddeel boven de raamopening. De slankheid van de bovenregel is  $1100 / 6600 = 1 / 6$ , zodat dit wanddeel als balk zal gaan werken. De stijlen zijn relatief stijf. De slankheid daar is  $600 / 1200 = 1 / 2$  gemeten naar de hoogte van de raamopening. Het gedrag zal dus afwijken van een buigligger. Het veelal onbelaste onderste deel van de wand is te zien als een balk, net als het deel boven de raamopeningen.



**Figuur 10.122: Horizontale vervorming element**

In figuur 10.122 is aangegeven, dat de horizontale vervorming van het wand-element hoofdzakelijk wordt veroorzaakt door de vervorming van de stijl en slechts weinig door de rotatie van de onder- en bovenregel. Normaal zal de wapening in de boven- en onderregel tengevolge van de vloerbelasting niet al te hoog zijn.

De wandstijlen kunnen vanwege hun kleine slankheid als wand worden gewapend. De horizontale wapening binnen, de verticale wapening buiten. Dat betekent dat de balkwapening gecombineerd kan worden met de horizontale wandwapening, zeker omdat de balkwapening niet zo zwaar zal zijn. Als de schuifspanning in de balkdelen duidelijk onder de grenswaarde  $\tau_1$  blijft, kan men de verticale wandwapening eenvoudig aanvullen met haarspelden en zo de beugels vormen. Indien de schuifspanning over een zekere lengte boven de ondergrenswaarde van  $\tau_1$  komt, zal men over dat gebied constructieve beugels moeten formeren.

Vanwege het opnemen van horizontale belasting zal de inwendige en uitwendige hoek van de ontmoeting regel en stijl zorgvuldig moeten worden gedetailleerd. De wapening dient met voldoende verankeringlengte te worden uitgevoerd. Voor wanden, die meerdere verdiepingen dragen is in de stijlen reeds een hoge normaalspanning aanwezig, die de verankeringlengte van de horizontale wapening gunstig beïnvloedt.

Rondom de raamopening zal men de wapeningkooi afsluiten door het omzetten van staven of het aanbrengen van haarspelden. Zo lang de optredende schuifspanning de grenswaarde  $\tau_1$  niet overschrijdt, kunnen de diameter en de onderlinge afstand afgestemd worden op die voor beugels of wandstaven. Een verdere rationalisatie van de wapening ofwel de wapeningsystematiek is noodzakelijk gezien de verdere ontwikkeling naar het industrialiseren van de productie. In de bouwwijze met dragende wanden is de vorm van de elementen zeer verschillend, de seriegrootte zeer laag, hetgeen tevens inhoudt dat de wapening per element varieert. En ook als de elementen gelijk van vorm zijn, kan doordat de elementen op verschillende verdiepingen voorkomen, de verticale wapening variëren door de toename van de normaalkracht.

Indien we element C1 bezien, zoals weergegeven in figuur 10.121 dan zien we duidelijk een vierendeelligger, waarbij de stijlen relatief stijf zijn. De slankheid is  $1/2$  voor de buitenste penanten en  $1/1$  voor de middelste penant. Onder verticale belasting is de middenstijl alleen afstandhouder tussen de onder- en bovenregel, en zal onder symmetrische verticale belasting geen momenten aantrekken. De onder- en bovenregel zijn dan weer als balk te beschouwen. Wanneer we horizontale belasting op de bovenzijde van het element laten aangrijpen, zal deze voornamelijk worden opgenomen door de middelste stijl, die twee maal zo breed is als de andere twee stijlen. De slankheid van die middenstijl is  $1/1$ . De spanningverdeling in het element wordt daardoor niet helderder. In feite dient men dit te benaderen als schijf, wandligger.

Wanneer men een zelfde element met twee raamopeningen, zie element C2 in figuur 10.121, ook in het midden ondersteund, dan gedraagt het element zich duidelijk als schijf. De slankheden van regels en stijlen zijn  $1/1$  en  $1/2$ . De essentie zit nu in de afdracht van de verticale belasting door de stijlen. Indien de wand geen stabiliserende functie heeft, kan men de stijlen voor de verticale belasting in het vlak beschouwen als zijdelings gesteunde kolomdelen, maar in dit geval is het gezien de slankheid kleiner dan  $1/4$  beter uit te gaan van een wand. Ook dan kan men kiezen voor een horizontale wapening buiten en de verticale wapening aan de binnenzijde. Over de stijldelen ter plaatse van de raamopeningen zal men de wandwapening met een minimaal aantal haarspelden moeten afsluiten.

De verticale wapening in de wandstijlen wordt primair bepaald door de slankheid van de wand loodrecht op het vlak van de wand. Uitgaande van de heersende normaalkracht en de aanname van een kleine initiële kromming van de wand en de excentriciteit als gevolg van windbelasting, kan de wandwapening worden berekend.

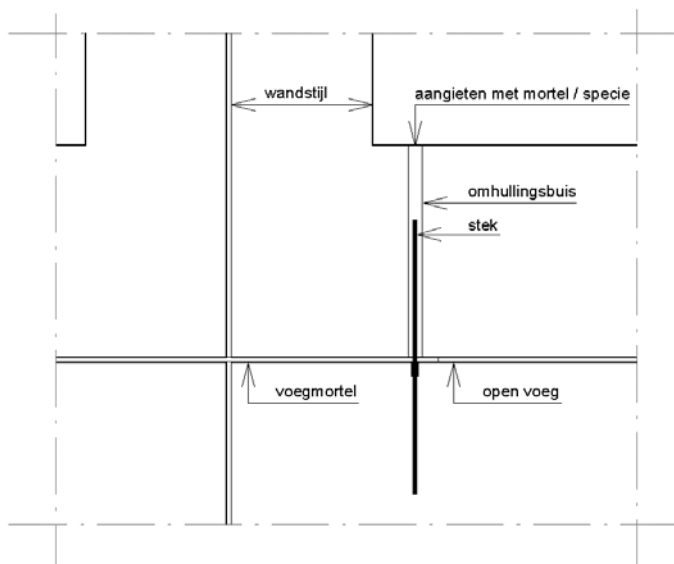
Een zelfde beschouwing kan men ook houden voor element D (fig. 10.121). De slankheid van de stijlen is hier  $1/2,5 < 1/4$ , zodat men zich af kan vragen hoe de horizontale belasting door de stijlen zal worden opgenomen, nu er meer sprake is van een wanddeel dan van een stijl die op buiging wordt belast. De regels zullen vanwege de relatief hoge stijfheid nauwelijks vervormen, zodat stijlen in het vlak van de wand als ingeklemd kunnen worden beschouwd, als men het wandelement als een vierendeelligger wil benaderen. De voorkeur gaat uit naar een beschouwing als wand met gaten. Verder dient men in ogenschouw te nemen dat de elementen via een mortelvoeg gestapeld zijn en dat deze verbinding, met of zonder stekken, invloed kan hebben op de vervorming van aansluitende staafdelen.

Op de TU Eindhoven is door een afstudeerder de rationalisering van de wandwapening onder de loupe genomen, waarbij vergelijkende berekeningen zijn gemaakt. Enerzijds berekeningen met de gebruikelijke raamwerkbenadering en anderzijds berekeningen met eindige elementen.

De bedoeling is om nadere aanwijzingen te formuleren over de wijze van berekening en wapenen.

## 10.11.2 De voeg- en stekverbinding

De verticale verbinding tussen de elementen is zo mogelijk voorzien van een mortel met voldoende draagvermogen. De stekwapening zal dan om uitvoeringsredenen vaak naast de stijlen ter plaatse van de raamopeningen worden aangebracht. De omhullingsbuis met stek is dan eenvoudig te vullen met specie of mortel (fig. 10.123).



**Figuur 10.123: Voegverbinding en plaats stek**

Indien de voeg echter onvoldoende draagkracht levert, worden stekken in de stijldoorsnede geplaatst, die tezamen met de voegmortel evenwicht mogelijk maken. De berekening gaat conform de VBC, waarbij de vullingsgraad van belang is. Bij injecteren of aangieten van de voeg is een effectiviteitsfactor of vullinggraad van 0,9 verantwoord. Tegenwoordig wordt ook een tixotrope voegmortel toegepast. Zodra deze voegmortel is aangebracht, wordt de wand gesteld. Pas later wordt de ruimte in de omhullingsbuis van de stekken aangegoten. In feite is er dus sprake van een methode van uitvoeren vergelijkbaar met het plaatsen van een wand in een speciebed. Deze voegmortel zal zich wellicht beter gedragen en beter van kwaliteit zijn, maar er is nog geen resultaat getoond dat een vullinggraad hoger dan 0,30 rechtvaardigt.

Voor zwaar belaste wanden kan het wapeningspercentage oplopen, maar zal uiteraard onder de 4% moeten blijven. Men dient zich echter wel te bedenken dat de wandwapening primair wordt bepaald door de normaalkracht en de excentriciteit in de doorsnede halverwege de hoogte van de wand in de slanke richting. Ter plaatse van de voeg kan de excentriciteit worden geminimaliseerd. Ondanks het feit dat ter plaatse van de voeg met een beton, conform  $f'_v$ , moet worden gerekend, zal dit een aanzienlijke reductie van de vereiste verticale stekwapening ter plaatse van de voeg opleveren. Zie ook hoofdstuk 8, Industriegebouwen.

## 10.12 DE HORIZONTALE STIJFHEID VAN WANDEN TEZAMEN

Wanneer de wandelementen zodanig zijn geplaatst dat ze recht boven elkaar staan en de verticale voeg doorgaand is, dan wordt de stijfheid veelal per breedte van een wandelement beschouwd. De wanden staan op de fundering, waarbij de trek- en drukreacties ten gevolge van de horizontale belasting elkaar opheffen. De bovenzijde van de fundering blijft daardoor horizontaal en de wand wordt ter plaatse als het ware ingeklemd.

De boven elkaar gelegen wandelementen zullen een deel van de totale horizontale belasting opnemen en onder die belasting horizontaal gaan verplaatsen en tevens een rotatie ondergaan. Vanwege de aanwezigheid van een (horizontale) vloer dienen deze horizontale verplaatsingen echter voor alle wandelementen gelijk te zijn. Een voorwaarde waarmee de verdeling van de horizontale kracht over de wanden kan worden berekend.

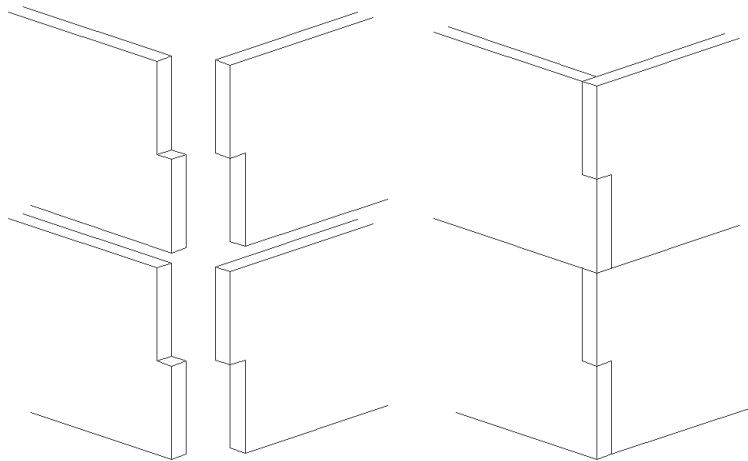
Ter plaatse van de horizontale voeg tussen de elementen treedt door de rotatie van de wanden een verplaatsingsverschil in verticale richting op, als er verder geen belemmeringen zijn. Aan de ene zijde van de verticale voeg tussen wandelementen wordt immers trekspanning opgewekt en aan de andere zijde drukspanning. De belemmering zit in de aanwezigheid van de vloer. In het geval van een kanaalplaatvloer is er een smalle stortstrook met ringwapening aanwezig, die een geringe dwarskrachtcapaciteit heeft maar toch weerstand biedt tegen het genoemde verticale verplaatsingsverschil. In geval van een bekistingplaatvloer is er een grotere dwarskrachtcapaciteit ter beschikking. Er zijn door de aanwezigheid van de vloeren buigveren aanwezig, die zich verzetten tegen het verticale verplaatsingsverschil, zoals eerder genoemd. Deze veren zullen krachten opnemen en de spanningsverdeling in de wandelementen beïnvloeden en de horizontale verplaatsingen doen afnemen. Alleen bij de buitenste elementen zal dat iets anders zijn, omdat daar de verticale kracht uit de horizontale belasting de palen belast en er dan rotatie zal ontstaan, tenzij de vloeren van het gebouw die vervorming tegenwerken, zodat er sprake is van een soort uitkraging. Met de invloed van de vloer voor de totale krachtsverdeling zoals voorgaand geschetst, wordt zelden rekening gehouden.

### Het verspringen van de voeg

De stijfheid van de constructie kan aanzienlijk worden vergroot door *de voeg* tussen de wandelementen te *laten verspringen per verdieping*. Door de stekwapening effectief te gebruiken kan men de samengestelde wand als één geheel laten functioneren. Het aantal wandtypen neemt wel toe. Soms weegt het nadeel van enkele wandtypen erbij ruimschoots op tegen de winst in stijfheid, en daarmee de stabiliteit, vaak direct ook uit te drukken in een aanzienlijke winst in wapening. Door een hogere wandstijfheid kan men tevens besparen op het aantal palen of de extra paalbelasting, die vanwege de stabiliteit moet worden toegevoegd.

### Tandverbindingen

Om meer wanden te betrekken bij de stabiliteit wordt vaak ook een deel van de kopgevel geactiveerd door de wanden in de aansluitende gevels om en om door te laten lopen, zodat deze een zelfde verticale verplaatsing moeten ondergaan. Ook bij dwarswanden in het gebouw wordt van deze mogelijkheid gebruikgemaakt (fig. 10.124).



*Figuur 10.124: Hoekaansluitingen, die in elkaar grijpen en zo een grotere stijfheid geven aan het geheel*

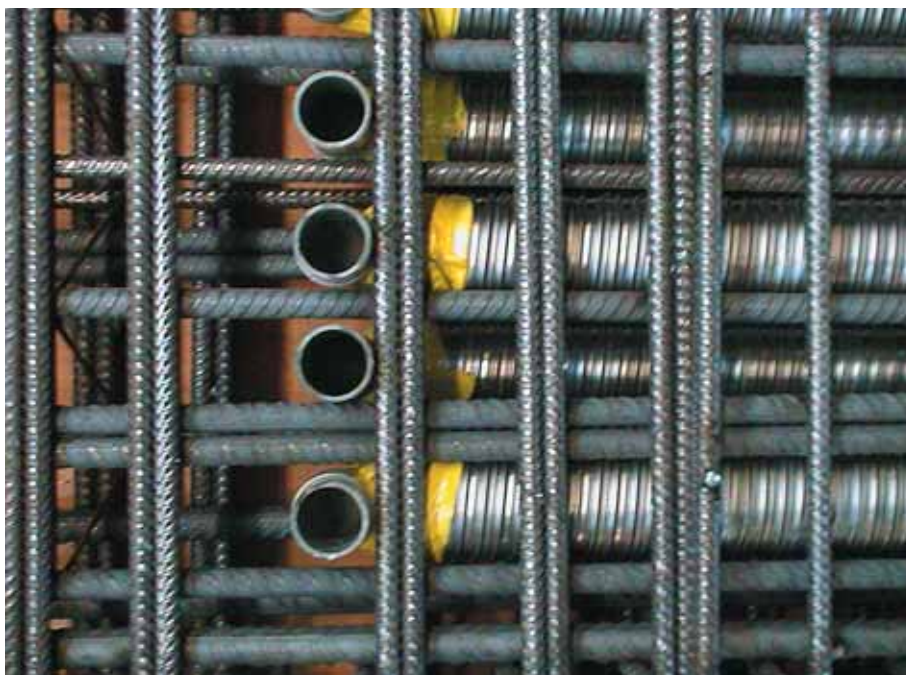
De bouwwijze is zeer aantrekkelijk, de toepassingen zijn talrijk. Ondanks dat de constructiewijze veelvuldig wordt berekend en toegepast, blijven er vragen over, die om een antwoord vragen. Die vragen zijn onderwerp van overleg en studie.

### 10.13 ZWAARBELASTE WANDEN

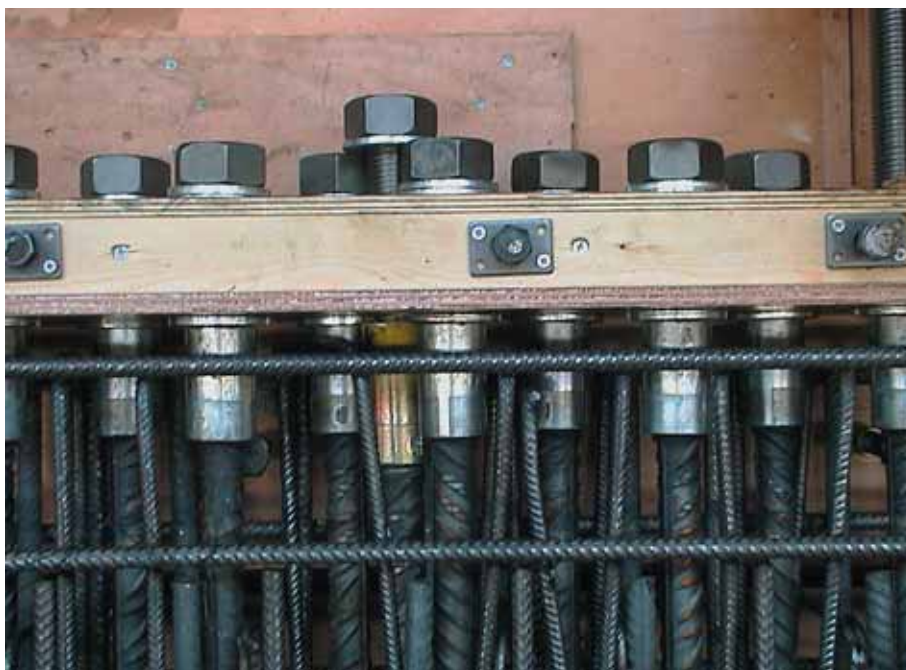
In de navolgende serie foto's 10.125 t.m. 10.139 is aandacht besteed aan dragende wanden in de hoogbouw met de daarbij behorende consequenties van een hoog wapeningspercentage. De combinatie van de toenemende verticale belasting en de naar beneden toe groeiende invloed van de stabiliteitskrachten, doen het wapeningspercentage groeien. Zoals elders reeds is aangegeven is het maximale wapeningspercentage 4% van de bruto betondoorsnede. Dat betekent dat er nog net een stekverbinding kan worden toegepast, maar wel met het gevolg dat er voor die stekken ook ruimte moet zijn. Bouthouders voor stekken  $\varnothing 28$  hebben een uitwendige diameter van circa 40 mm en voor stekken voor ankers  $\varnothing 40$  is dat wel circa 60 mm. De omhullingbuizen moeten ook op deze stekmaten zijn aangepast. Men kan niet dezelfde omhullingbuis voor een stek  $\varnothing 12$  en  $\varnothing 40$  gebruiken. Ook deze omhullingbuis vraagt ruimte binnen het wapeningsnet. In de foto's 10.126, 10.127 en 10.128 is te zien hoe dicht het wapeningsnet is. De omhullingbuizen zijn bij het vlechten van het wapeningsnet meegenomen; gebruikelijk bouwt men deze in als de wapening in de mal aanwezig is. Een zuivere maatvoering krijgt men door de bouthouders op de malzijden plaatsvast te monteren, maar ook door zorg te dragen dat het andere eind niet kan verplaatsen. In dat geval krijgt men nooit de stek in een positie loodrecht op het voegvlak. Door het toepassen van hogesterktebeton (HSB) kan men de dimensies van de wanden en de hoeveelheid wapening beter beheersen. Door deze HSB als Zelfverdichtend Beton te verwerken is ook de uitvoering van de elementen veel gemakkelijker. Uiteraard is ook afstemming met de sterkteklasse van de voegmortel vereist.



*Foto 10.125: Kantoorgebouw De Splinter te Rotterdam, voorbeeld van een lastige uitvoering, zwaar belaste elementen, dus veel wapening en veel stekken*



*Foto 10.126: De hoeveelheid omhullingbuizen is zo groot, dat deze met de wapening zijn meegenomen, het kan nog net*



*Foto 10.127: De bouthouders met stekankers, mannetje aan mannetje, voorgemonteerd*



Foto 10.128: Dicht patroon van omhullingbuizen en gietopeningen



Foto 10.129: Nokwapening en stekankers met bouthouders, hier niet zo zwaar gewapend



Foto 10.130: Aanvoer elementen met de wagen



Foto 10.131: Stekken geplaatst, moeten op maat zitten, zie ook de boormal over een deel van de stekken



Foto 10.132: Het wandelement in de kraan



Foto 10.133: Aanzicht van stekken en omhullingbuizen, sparingen in het element. Altijd spannend of het wel past



Foto 10.134: Precies manoeuvreren met de kraan, communiceren



Foto 10.135: Volle aandacht



*Foto 10.136: Een beetje corrigeren van de positie van de wand*



*Foto 10.137: Deze past over de stekken heen*



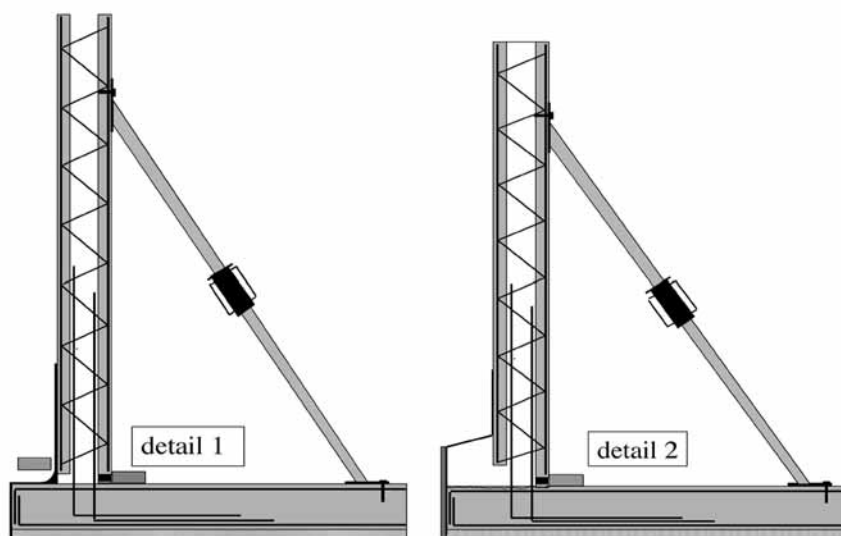
Foto 10.138: De hijshaken kunnen worden losgemaakt



Foto 10.139: Manoeuvreren op het element, de kettingen hangen aan de evenaar, de haken kunnen los, de hijsslussen losgedraaid

### 10.14 DE HOLLE WAND

In een groot deel van Nederland is het wegens de grondgesteldheid en de hoge grondwaterstand niet eenvoudig kelders onder een gebouw te maken. De uitvoering van een kelder is zelden kort. Door de toepassing van holle wanden kan men de uitvoering versnellen en verbeteren. De holle wand wordt geproduceerd zoals aangegeven in de serie foto's 3.171 t.m. 3.186 in hoofdstuk 3. In deze tweezijdige bekistingplaat, verbonden door tralieliggers, wordt de vereiste constructieve wapening opgenomen. Doordat de holle wand net als de bekistingplaat een eindige productie- en transportlengte heeft, dient men ter plaatse van de verticale voeg wapening tussen de wanddelen aan te brengen. De schildikte van de holle wand is minimaal 50 mm en maximaal 150 mm. Ook kan de dikte van beide schillen verschillend zijn. De stekwapening voor deze holle wand wordt binnen de schillen geplaatst. Men dient dan met de kortere staafafstand tussen de stekken rekening te houden (zie de details 1 en 2 in fig. 10.140). Ook in de inwendige en uitwendige hoeken dient men wapening aan te brengen.



*Figuur 10.140: De details 1 en 2 zijn veel voorkomend voor de uitvoering van een holle wand. De buitenwand is iets korter dan de binnenwand in verband met het door spuiten verwijderen van bouwvuil dat tijdens het voorbereiden van het storten erin gekomen is*

Door het transporteren van een holle wand kan men relatief veel m<sup>2</sup> wand per keer transporteren (foto 10.141). Indien de vereiste voeg- en stekwapening is aangebracht, kan men de voegen afdichten en de feitelijke wand gaan storten. In kelders zal men de voegen nadat de wand is verhard afplakken (foto's 10.147 en 10.148). Deze wanden zijn zelfs toegepast bij drie bouwlagen onder maaiveld. Waterdruk en gronddruk kan men met deze constructieve wanden goed opnemen.

Maar niet alleen voor kelders en bouwlagen onder het maaiveld zijn deze holle wanden toepasbaar. Bij het uitvoeren van wanden voor woongebouwen en kantoorgebouwen kan men vanwege de gladde schone buitenzijde deze wanden ook toepassen. Het is een halfproduct dat zijn weg ook hier vindt. Het spaart tijd voor bekisten, wapening aanbrengen, ontkisten en nabewerken van het gestorte oppervlak. Een aantal aannemers is zeer vertrouwd met deze bouwwijze.

Alvon heeft in 2001 een rapport laten maken inzake het construeren met het Alvon Holle Wand systeem [10.7].



Foto 10.141: De holle wanden op transport



Foto 10.142: De holle wand uitgevoerd met een variatie in de schil



*Foto 10.143: Ook hier is sprake van een ongelijke schildikte. De vereiste wandwapening is opgenomen in de schillen*



*Foto 10.144: Holle wand horizontaal toegepast voor een kelderwand, gebogen vorm, veelhoek, geen probleem, maar dan wel verticaal*



*Foto 10.145: Holle wand verticaal toegepast. Lengte buitenschil aanzienlijk groter dan die van de binnenschil*



*Foto 10.146: Toepassing in de bouwput, hoeken maken met de holle wand is geen probleem*



Foto 10.147: De kim spuiten met bitumen



Foto 10.148: Kelderwanden bij kim en naden wand afgeplakt met bitumen



*Foto 10.149: Kelder in 3 lagen onder maaiveld. De verbindingswapening bij de naden is nu goed te zien*



*Foto 10.150: Wand toegepast boven maaiveld voor een parkeergarage*

### 10.15 DETAILS VOOR SKELETBOUW

Door de BELTON is in 1992 het boek 'Verbindingen in prefab' [10.5] uitgegeven. Deze uitgave is inmiddels uitverkocht. In 2001 is verschenen 'Prefab beton in detail' [10.6], waarin veel van de details uit [10.5] opnieuw zijn opgenomen. In de praktijk van de ontwerper komt het veel voor dat het gebouw vraagt om een mengvorm in de constructie, deels wanden en vloeren en deels kolommen en balken. In die gevallen heeft men te maken met een ander soort details. Vandaar dat nu een aantal specifieke details wordt gegeven voor de details in het gevelvlak, die een oplossingsrichting kunnen vormen voor de constructief ontwerper bij de toepassing van kanaalplaatvloeren. Eerder zijn in dit hoofdstuk al enkele details aangegeven voor de toepassing van bekistingplaatvloeren.

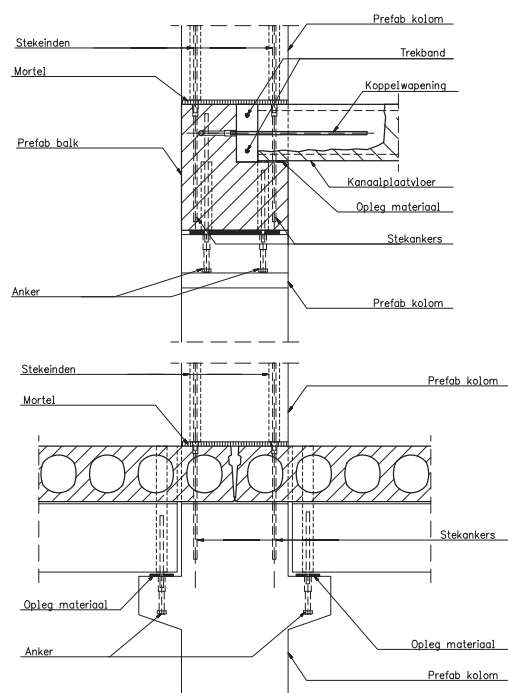
Een belangrijk aspect is en blijft, dat men moet trachten om tot een detail te komen met een heldere krachtswerking en dat geringe vervormingen oplevert. Bij de gevelbalken, die in de figuren 10.151 t.m. 10.154 zijn aangegeven, kan men constateren, dat in alle gevallen sprake is van een excentrische oplegging van de vloer. De balk is middels twee stekken verbonden met de console en daarmee met de kolom. De balk ligt op de console op een oplegplaat, vaak staal dat met een rubberlaagje is afgedekt. De omhullingbuizen zijn in de balk aanwezig, de stekken op het consolevlak zijn gemonteerd en worden na het monteren van de balk aangegoten.

Wanneer de oplegreactie van de vloerplaten excentrisch aangrijpt ten opzichte van het oplegvlak van de balk op de console, zal de balk willen roteren. Immers, het moment om de lengteas van de balk kan men als een wringend moment zien, veronderstellend dat een rotatie van de balk niet wordt verhinderd door de wrijving tussen vloerplaat en het bovenvlak van de balk. De som van het wringend moment over de halve balklengte is het moment dat door de stekken overgedragen moet worden aan de console en daarmee aan de kolom. De kolom zal door dit wringend moment tevens een vervorming, een verdraaiing ondergaan. Na het aangieten van de verbinding tussen de kanaalplaten zelf en de kanaalplaten en de balk is een basispositie bereikt. Alle daarna optredende belasting zal een vervorming van de vloer veroorzaken, waarbij men kan veronderstellen, dat de rotatie bij de balk gelijk is aan die van de vloer. In feite stelt men daarmee dat de balk geen stijfheid tegen wringing heeft en alleen buigvast met de vloer is verbonden.

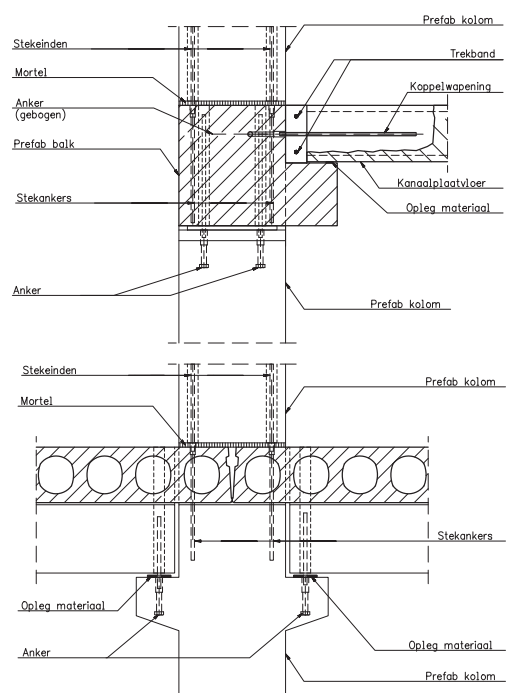
Voor de berekening van de stekken in de balk-consoleverbinding kan men een bovengrensbeschouwing hanteren en de volledige oplegkracht met de volle excentriciteit in rekening brengen. De ene stek zal drukstaaf zijn, de andere een trekstaaf.

In de details van figuur 10.152 zien we dat het oplegpunt van de vloer meer naar buiten wordt geplaatst en de stekken bijzonder zwaar worden belast als men er verder niets aan doet. In die gevallen is het beter om te kiezen voor een tijdelijke onderstempeling van de balk. Deze laat men staan totdat de verbinding met de vloer is aangebracht en verhard.

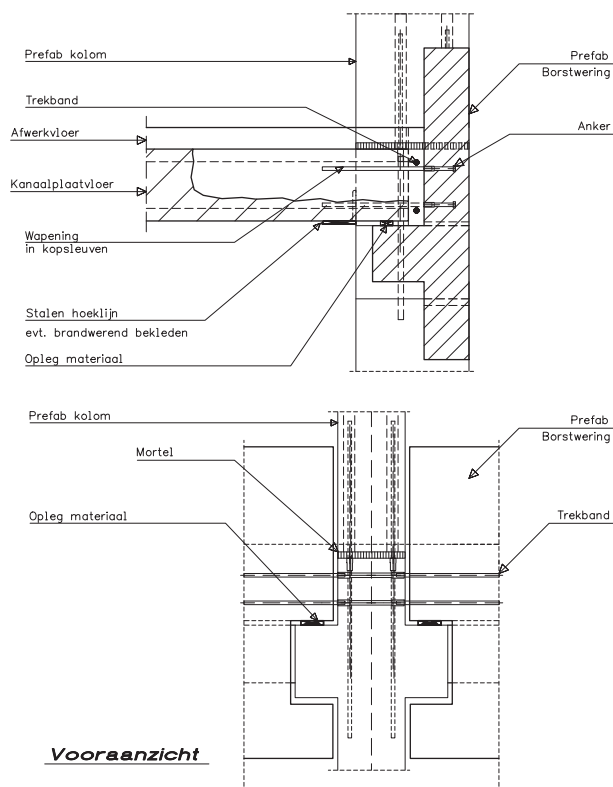
Bij de borstweringen aangegeven in figuur 10.153 en 10.154 heeft men te maken met elementen, plat en dus wringslap. Ook bij een uitvoering van zulke details is een onderstempeling in de uitvoeringsfase aan te bevelen.



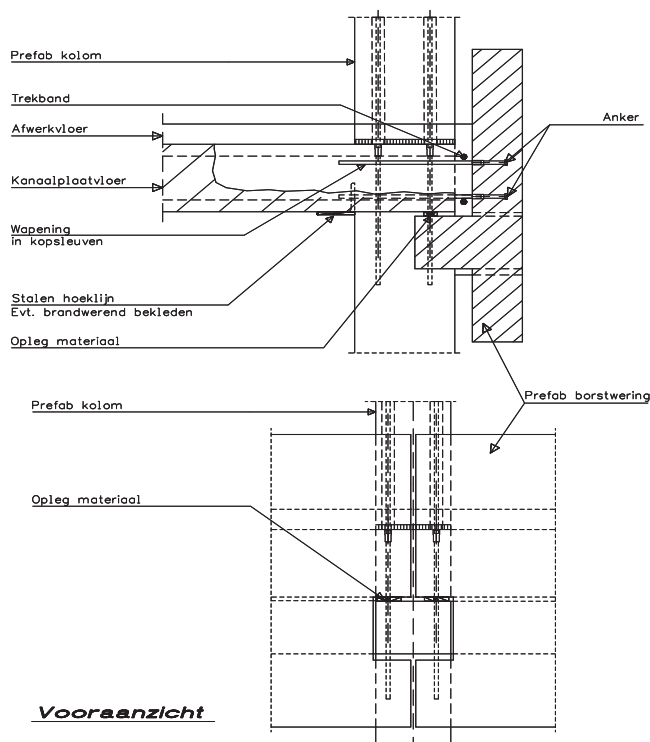
**Figuur 10.151: Gevelbalk in de skeletbouw. De vloer ligt excentrisch op. In de uitvoeringsfase wil de balk gaan verdraaien, na het aanstorten van de voegverbinding zullen de vloer en de balk onder belasting evenveel roteren, dus geeft slechts een deel van de excentrische belasting wringing in de balk. Het andere deel is buiging in de vloer**



**Figuur 10.152: De oplegging van de vloer is nog verdere gelegen van het hart van de kolom dan in het voorgaande geval. De trekbandwapening kan nu recht doorlopen en behoeft dus niet door de kolom gevoerd te worden. Vanwege de excentriciteit moet de balk met twee stekken worden gekoppeld aan de kolom. Het wordt nu tijd om de balk te gaan ondersteunen in de uitvoeringsfase. De verbinding met de vloer wordt gestort en de vloer en balk werken samen. De belasting in de stempels wordt actieve belasting op de constructie als die worden weggehaald. Slechts weinig torsie**

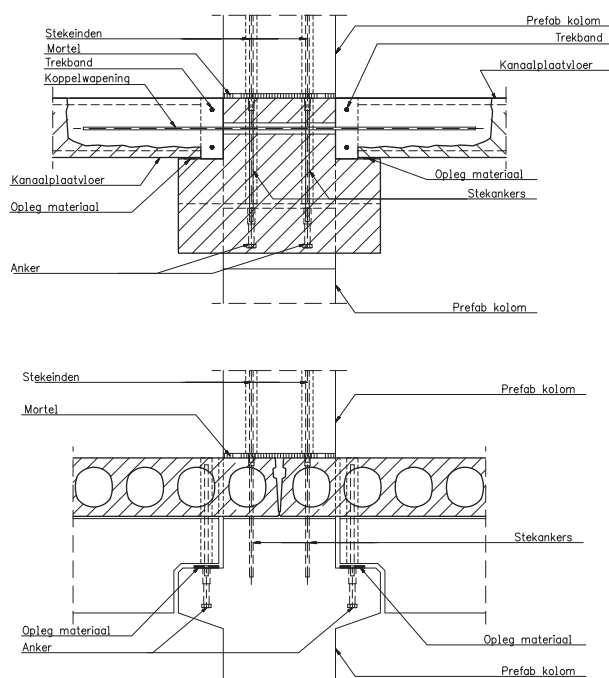


**Figuur 10.153:** De ondersteunende gevelbalk is nu een dragende borstwering. Deze is wringslap. Daarom is het aan te bevelen de vloer te ondersteunen tijdens de uitvoering. Na het aanstorten en het verharden de stempels verwijderen. De borstwering verdraait hoe dan ook. Het stroken van voorkant kolom en borstwering is alleen theoretisch mogelijk. De oplegnok zit nu in het vlak van de borstwering. De trekwapening moet via bouthouders in de kolom tot stand komen

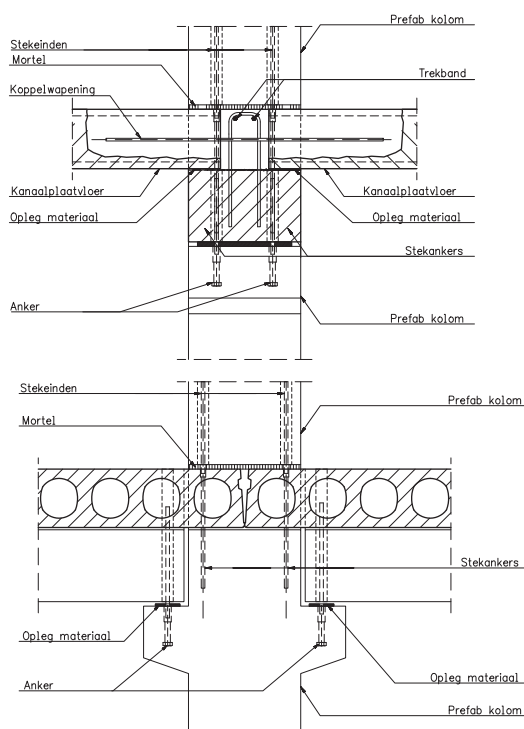


**Figuur 10.154:** De borstwering is nu nog meer naar buiten geplaatst. De oplegnok zit nu aan de voorzijde van de kolom. Het geheel is verder gelijk aan de vorige situatie, dus ondersteunen van de vloer in de montagefase

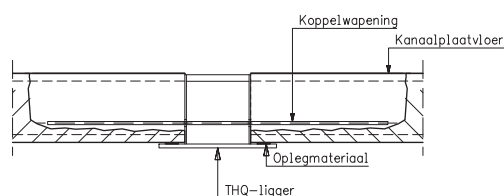
Voor de balken opgelegd op de consoles van kolommen die niet in het gevelvlak staan, dient men de uitvoering tevens te bezien. In ieder geval dient men montage-instructies te geven. Indien men het veld aan één zijde van de balk eerst volledig monteert, verdraait de balk. Na het leggen van het veld aan de andere zijde zal men constateren dat de verdraaiing nauwelijks minder is geworden. Bij de toepassing van geïntegreerde stalen balken dient men daar zeker aandacht aan te schenken.



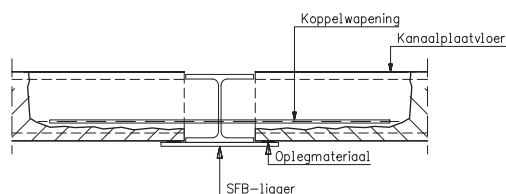
**Figuur 10.155: Doorsnede in een middenrij, kanaalplaten opgelegd op volledig geprefabriceerde balken. Dat houdt in dat zowel in de uitvoeringsfase als in de gebruiksfase gebruik kan worden gemaakt van de hogere betonsterkte. Koppeling van de velden vindt plaats met een staaf door de balk heen. De trekbandwapening kan goed doorlopen**



**Figuur 10.156:** De betonbalk wordt nu in twee fasen uitgevoerd. De eerste fase, vóór de uitvoering, heeft de balk een hoge sterkte. Na het aanbrengen van de vloeren van de drukzone van de balk in het werk gestort met beton B 25 of B 35. Dat is het beton voor de nieuwe drukzone! Er zijn tevens beugels nodig voor schuifwapening in het aanstortvlak. De aangegeven constructie in figuur 10.155 is op een aantal punten aantrekkelijker dan deze



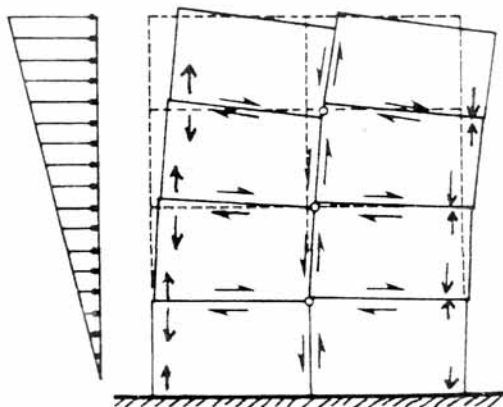
**Figuur 10.157:** Oplegging van kanaalplaten in hoedliggers. Deze hebben door hun gesloten vorm wringstijfheid, maar het is verstandig om de velden gelijk op te bouwen, om verdraaiingen te voorkomen. Koppeling van de velden geschiedt soms door en soms over de hoedligger heen. Eerder in dit hoofdstuk zijn al uitvoeringsfoto's en details van de toepassing van stalen balken opgenomen



**Figuur 10.158:** Een variant voor de oplegging van de vloeren is een asymmetrische I-balk, die op verschillende wijzen kan zijn gevormd. Gewalst of via opgelaste platen tot stand gekomen. Dit profiel is open, dus wringslap, dus kan het nodig zijn de montage scherp te regelen; óf symmetrisch leggen van de velden links en rechts van de balk óf de vloer tijdelijk onderstempelen

## 10.16 DRAGENDE GEVELS

De vraag dient beantwoord te worden hoe de gevels uitgevoerd zullen gaan worden. Er zijn verschillende uitvoeringen mogelijk, waarbij de uitvoering als (vloer)dragend prefab binnenblad populair is. Ook de zogenoemde prefab-sandwichelementen, waarbij een prefab-betonnen binnenblad gecombineerd wordt met isolatie en gevelafwerking van sierbeton, behoren tot de mogelijkheden.



*Figuur 10.159: Schematisering*

Als gekozen wordt voor prefab-betonnen binnenbladen, dient nog de afweging gemaakt te worden of de gevel als stabiliteitselement benut zal worden.

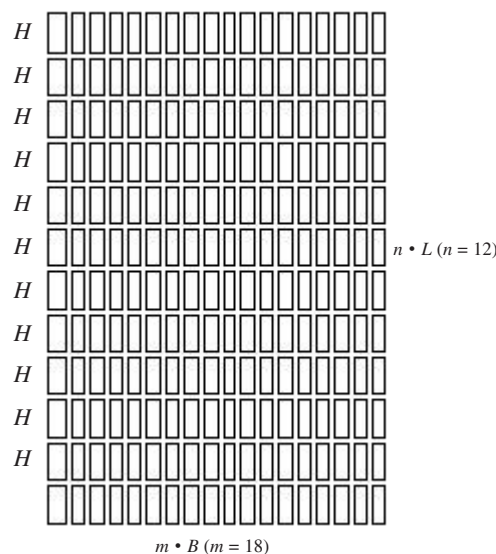
Om die vraag te kunnen beantwoorden is het nodig meer te weten van het constructief gedrag van dergelijke dragende prefab gevelelementen, waarbij de stijfheid van de gevel als geheel het belangrijkste is.

Omdat de horizontale belasting uit wind via schijfwerking van de vloer overgebracht wordt op de dragende gevel, zal er op ieder vloerniveau een horizontale kracht geïntroduceerd worden op de dragende gevel.

Bij de nuvolgende beschouwingen wordt ervan uitgegaan dat er op ieder vloerniveau, ter plaatse van de aansluiting vloer-gevel een randbalk in de vloer opgenomen wordt.

Deze paragraaf is mede ontleend aan 'Gebouwen in geprefabriceerd beton' [10.2] en is door de auteurs aangevuld.

## 10.16.1 Gevel met enkelkader-elementen



*Figuur 10.160: Gevel samengesteld uit enkelkader-elementen.  $H$  is de horizontale dwarskracht per bouwlaag*

De opbouw van de totale gevel zou uitgevoerd kunnen zijn volgens figuur 10.160.

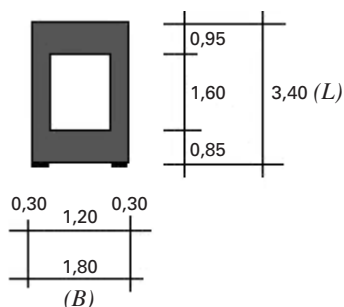
Het enkelkader-element wordt nader onder de loep genomen.

Beschouwd wordt het lineair-elastisch gedrag van de prefab-constructie onder invloed van de door de schijfwerking van de verdiepingsvloeren ingeleide horizontale krachten. Onder invloed van de krachten  $H$  die in het gevelvlak werken, ter plaatse van iedere vloer, worden in het gevelvlak dwarskrachten en buigende momenten opgewekt. Deze veroorzaken:

- buiging in de stijlen (kolommen) van de gevelelementen, als gevolg van horizontale dwarskrachten (s-vormige uitbuiging);
- axiale vervorming van de stijlen van de gevelelementen als gevolg van de optredende momenten;
- buiging van de regels van de gevelelementen als gevolg van verticale dwarskrachten.

Door de krachten die in de gevel werken, treden vormveranderingen op die een horizontale verplaatsing van de top van de gevel tot gevolg hebben. Voor de berekening van de horizontale verplaatsing als gevolg van de door de krachten  $H$  opgewekte buiging in de kolommen, worden de regels als oneindig stijf beschouwd

## Krachtenverdeling



**Figuur 10.161: Een maatgevend enkelkader-element**

De horizontale belastingen uit wind op de kopgevel worden via schijfwerking van de vloeren overgebracht op de dragende gevels.

Op de onderste bouwlaag werken zodoende:

- een dwarskracht  $H_w = n \cdot H$

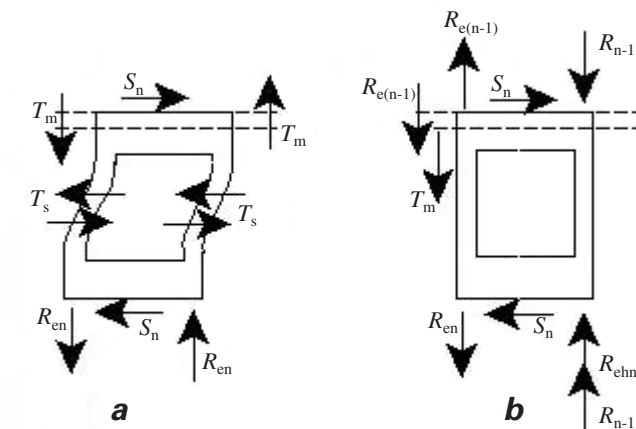
- een moment  $M_w = \frac{1}{2} n(n+1)H \cdot L$

waarin:  $n$  = het aantal bouwlagen

$H$  = de horizontale dwarskracht per bouwlaag

$L$  = de hoogte van het gevelelement

## Dwarskracht en normaalkracht



**Figuur 10.162: Krachten werkend op een enkelkader-element**

Bij gelijke stijldoorsneden wordt de dwarskracht in principe gelijkmatig verdeeld, zodat per element een schuifkracht optreedt ter grootte van:

$$S_n = \frac{n}{m} \cdot H$$

De dwarskracht in de stijlen bedraagt:

$$T_s = \frac{n}{2m} \cdot H$$

De gevelelementen worden in evenwicht gehouden door de verticale oplegreacties  $R_{en}$  aan de onderzijde en even grote dwarskrachten  $T_m$  in de randbalk aan de bovenzijde. De grootte van deze krachten bedragen:

$$R_{en} = T_m = \frac{n}{2m} \cdot H \cdot \frac{L}{B}, \text{ waarin } B \text{ de breedte is van het element.}$$

Aan de bovenzijde van de elementen werken tevens de krachten  $R_{e(n-1)}$ , zodat de dwarskracht in de randbalk bedraagt:

$$T_r = \frac{2n-1}{2m} \cdot H \cdot \frac{L}{B}$$

Indien de horizontale krachten  $H$  alleen door de dragende gevel worden opgenomen, dan kan aan de buitenzijde van de buitenste elementen geen dwarskracht in de randbalk worden opgenomen; daar geldt dus:

$$T_m = 0 \quad \text{en} \quad R_{ehn} = \frac{n}{m} \cdot H \cdot \frac{L}{B}$$

Uit het gegeven evenwichtssysteem volgt direct dat:

- de som van de oplegreacties in alle 'steunpunten' gelijk is aan nul, met uitzondering van de buitenste steunpunten van de langsgevel; het moment  $n \cdot H \cdot L$ , veroorzaakt door de kracht  $n \cdot H$ , wordt dus uitsluitend opgenomen in de buitenste steunpunten, zodat de grootte van  $R_{ehn}$  ook gevonden kan worden uit

$$R_{ehn} = \frac{nHL}{mB}$$

- de normaalkracht  $N_s$  in alle stijlen van de elementen gelijk is aan nul, uitgezonderd die in de buitenste stijlen van de buitenste elementen, waarvoor geldt:

$$N_{shl} = \frac{n}{2m} \cdot H \cdot \frac{L}{B}$$

#### *Het buigend moment*

Het buigend moment veroorzaakt in de buitenste steunpunten de oplegreactie:

$$R_n = \frac{M_w}{m \cdot B} = \frac{n}{2m} \cdot (n-1) \cdot H \cdot \frac{L}{B}$$

De normaalkracht in de buitenste stijl wordt:

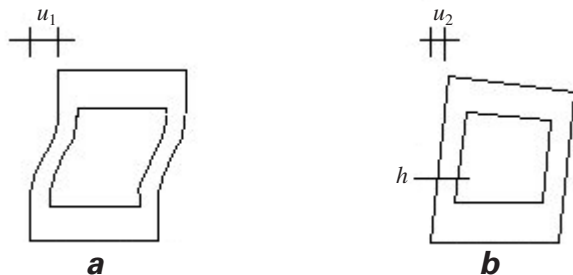
$$N_{sh2} = R_{n-1} - S_n \cdot \frac{L}{2B} = \frac{n^2}{2m} \cdot H \cdot \frac{L}{B}$$

De oplegreactie wordt dan (bij verwaarlozing van de normaalkrachtvervorming):

$$R_v = \frac{n}{2m} \cdot (n+1) \cdot H \cdot \frac{L}{B}$$

## Vervormingen

Door de tegengestelde  $S$ -krachten aan de onder- en bovenzijde van de elementen ontstaat een  $S$ -vormige uitbuiging, waardoor een horizontale verplaatsing van de bovenregel ontstaat. Rekening houdend met twee stijlen per element (fig. 10.163) wordt deze verplaatsing:



Figuur 10.163: Schema voor de buigvervorming (a) en de rek (b) van een enkelkader-element

$$u_1 = \frac{n}{m} \cdot \frac{Hl^2}{24EI_s}$$

waarin:  $l$  = lengte van de stijl (dagmaat), vermeerderd met tweemaal de halve hoogte van de stijl  
 $EI_s$  = buigstijfheid van één stijl

Ten gevolge van de vervorming door de normaalkracht  $N_{shr}$  de horizontale belasting, zie figuur, verplaatst de bovenzijde van het hoekelement over  $u_2$ :

$$u_2 = \frac{n}{12m} \cdot \frac{Hl^3}{EI_s} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot \frac{L^2}{B^2} = \frac{n}{12m} \cdot \frac{Hlh^2L^2}{EI_s B^2}$$

(dit is af te leiden met behulp van het statisch moment van het totale momentenvlak over de gehele gebouwhoogte)

Door de normaalkrachtvervorming, uit horizontale belasting, in de stijlen is de verplaatsing van binnen- en buitenelementen niet gelijk:

$$u_{bi} = u_1$$

$$u_{bu} = u_1 + u_2$$

In werkelijkheid zijn deze verplaatsingen wel gelijk, hetgeen betekent dat er horizontale 'correctiekrachten' nodig zijn.

De oplegreactie  $R_n$  in de buitenste steunpunten neemt af tot  $R_v$  en in de binnenste steunpunten ontstaan nu wel oplegreacties.

*Hoe groot zal de horizontale uitbuiging aan de top zijn?*

Iedere laag van prefab elementen wordt belast door de horizontaalkracht  $H$  uit de op de elementen aansluitende verdiepingsvloer plus de totale horizontaalkracht van het gebouwgedeelte erboven. De theoretische lengte  $l$  wordt gesteld op de dagmaat (hoogte raamopening) +  $2 \times 1/2 h_{stijl}$ :

Dit betekent voor de vervorming aan de top van het gebouw:

$$u_{top} = \frac{\frac{1}{2}n(n+1)}{m} \cdot \frac{Hl^3}{24EI_s}$$

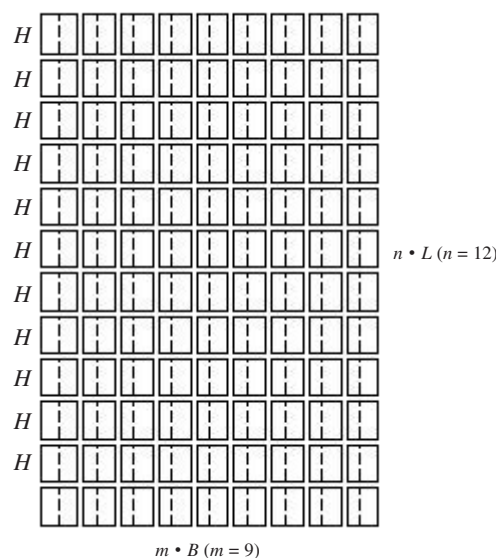
De horizontale uitbuiging aan de top door axiale vervorming van de kolommen uit horizontale belasting bedraagt in analogie:

$$u_{2\text{top}} = \frac{\frac{1}{2}n(n-1)}{12m} \cdot \frac{Hlh^2L^2}{EI_s B^2}$$

De totale uitbuiging aan de top door horizontale belasting bedraagt:

$$u_{\text{tot.top}} = u_{1\text{top}} + u_{2\text{top}}$$

## 10.16.2 Gevel met dubbelkader-elementen



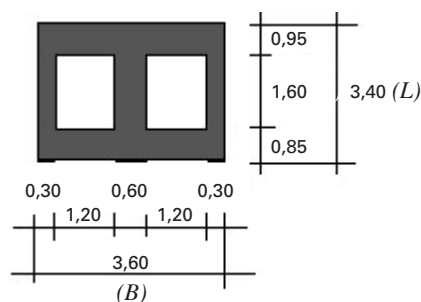
**Figuur 10.164:** Gevel samengesteld uit dubbelkader-elementen. *H* is de horizontale dwarskracht per bouwlaag

De gevel is nu opgebouwd met dubbelkader-elementen met ondersteunende middenstijl (fig. 10.164).

Het lineair-elastisch gedrag van de prefab constructie onder invloed van de horizontale krachten, ingeleid door de schijfwerking van de verdiepingsvloeren, wordt wederom beschouwd.

Er wordt van uitgegaan dat de middenstijl de dubbele afmeting heeft van de randstijlen, dit is ook in de praktijk gebruikelijk.

### Krachtenverdeling



**Figuur 10.165:** Een maatgevoerd dubbelkader-element

Op de onderste bouwlaag werken:

- een dwarskracht  $H_w = n \cdot H$

- een moment  $M_w = \frac{1}{2} n(n+1)H \cdot L$

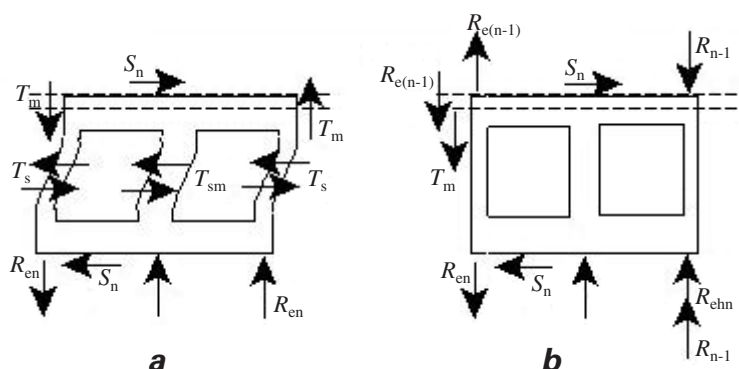
waarin:  $n$  = het aantal bouwlagen

$H$  = de horizontale dwarskracht per bouwlaag

$L$  = de hoogte van het gevelelement

## Dwarskracht en normaalkracht

Bij gelijkvormige elementen wordt de dwarskracht in principe gelijkmatig verdeeld, zodat er per element een schuifkracht optreedt:



Figuur 10.166: Krachten werkend op een dubbelskader-element

$$S_n = \frac{n}{m} \cdot H$$

De totale dwarskracht per element in de stijlen bedraagt:

$$T_s = S_n = \frac{n}{m} \cdot H$$

Aan de bovenzijde van de elementen werken tevens de krachten  $R_{e(n-1)}$ , zodat de dwarskracht in de randbalk bedraagt:

$$T_r = \frac{2n-1}{2m} \cdot H \frac{L}{B}$$

Doordat  $m$  2 x zo klein is geworden ten opzichte van de enkelkader-elementen, wordt de dwarskracht in de randbalken 2 x zo groot.

Uit onderzoek is gebleken dat de middenstijl ca 20% draagt van de normaalkracht in de buitenste, zwaarst belaste stijl. De normaalkracht in de buitenste stijl ten gevolge van  $S_n$ , indien de middelste stijl niet draagt, zou bedragen:

$$N_{shb} = \frac{nHL}{mB} \rightarrow \text{voor de middenstijl: } N_{shm} = \frac{1}{6} \cdot \frac{nHL}{mB} \rightarrow \text{randstijl:}$$

$$N_{shm} = \frac{5}{6} \cdot \frac{nHL}{mB}$$

De verticale oplegreactie  $R_{en}$  ter plaatse van de randstijl ( $N_{sh,r}$ ) en de dwarskracht in de randbalk  $T_m$  zijn gelijk ( $B$  = de breedte van het element).

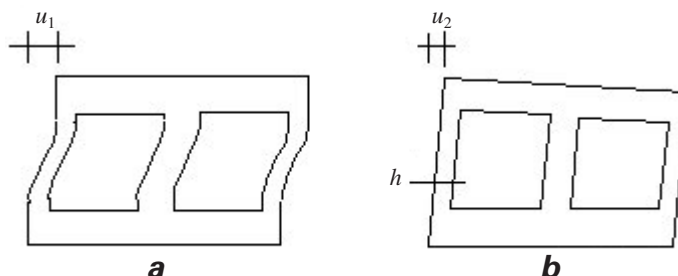
### Vervormingen

Het vervormingsgedrag van het dubbelkader-element wordt vergeleken met het enkelkader-element. Hoeveel stijver is de middenstijl van het dubbelkader-element in vergelijking met de randstijl? Als breedte (hoogte) van de middenstijl wordt het dubbele aangehouden van de randstijl. Randstijl:  $h$ ; middenstijl:  $2h$ . De theoretische lengte  $l$  van de stijl bedraagt de dagmaat (raamopening) + 2 x de halve hoogte:  $l = dag + h$ .

Stellen we de zijdelingse stijfheid van de randstijl gelijk aan 1, dan bedraagt de stijfheids-factor voor de middenstijl:

$$\text{stijfheidsfactor middenstijl: } factor = \left[ \frac{2h}{h} \cdot \frac{dag + h}{dag + 2h} \right]^3 = \left[ \frac{2(dag + h)}{(dag + 2h)} \right]^3$$

Gebruikelijke afmetingen van randstijlen zijn: 200 mm, 250 mm, 300 mm. Veel voorkomende dagmaten voor raamopeningen zijn: 1500 mm, 1600 mm, 1700 mm.



Figuur 10.167: Schema voor de buigvervorming (a) en de rek (b) van een dubbelkader-element

Dit geeft een variatie in stijfheidsverhoudingen van de middenstijlen ten opzichte van de randstijlen:

Tabel 10.1

| randstijl in mm | 200 | 250 | 300 |
|-----------------|-----|-----|-----|
| dag = 1500      | 5,7 | 5,4 | 5,0 |
| dag = 1600      | 5,8 | 5,5 | 5,2 |
| dag = 1700      | 5,9 | 5,6 | 5,3 |

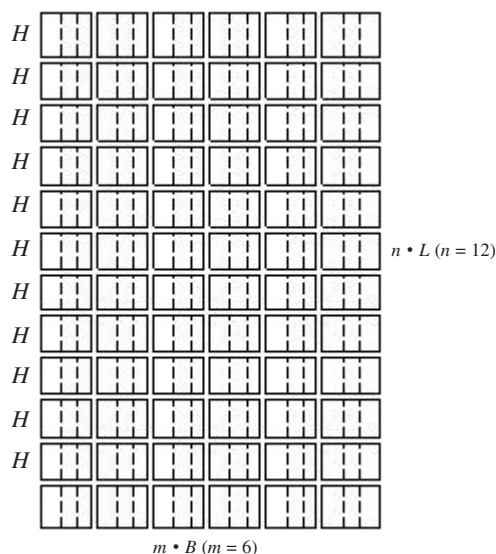
Voor bijvoorbeeld een element met een randstijl van 300 mm, een middenstijl van 600 mm en een dagmaat voor de raamopening van 1600 mm, bedraagt de stijfheidsfactor 5,2.

Op de plaats waar één dubbelkader-element kan staan, kunnen twee enkelkader-elementen staan. Voor de zijdelingse stijfheid van twee enkelkader- en één dubbelkader-element geldt:

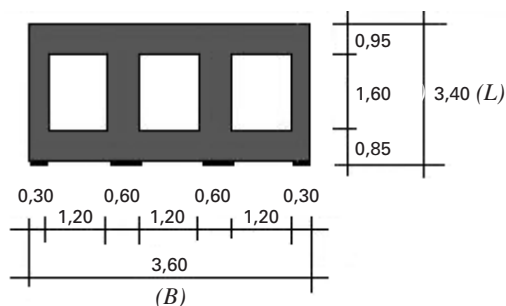
- 2 x enkelkader :  $2(1+1) = 4$
- dubbelkader :  $1 + 5,2 + 1 = 7,2$ ; een dubbelkader-element is bijna 2 x zo stijf

De vervormingen van het dubbelkader-element bedragen  $4 / 7,2$  van de vervormingen van het enkelkader-element.

## 10.16.3 Gevel met driefvoudigkader-elementen



**Figuur 10.168:** Gevel samengesteld uit driefvoudigkader-elementen.  $H$  is de horizontale dwarskracht per bouwlaag

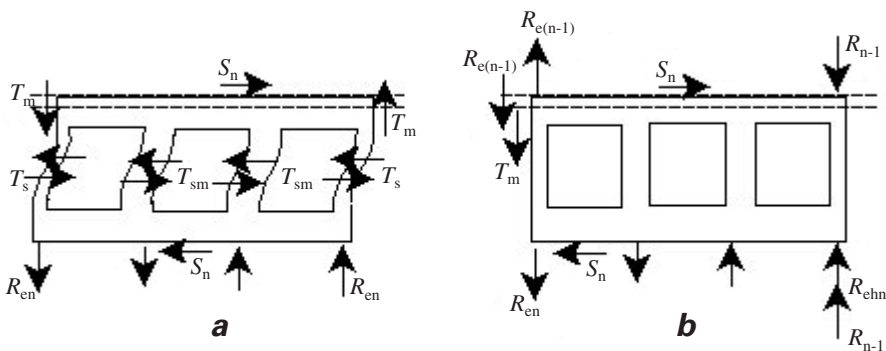


**Figuur 10.169:** Een maatgevoerd driefvoudigkader-element

De gevel is nu gevuld met driefvoudigkader-elementen met ondersteunende middenstijlen (fig. 10.169).

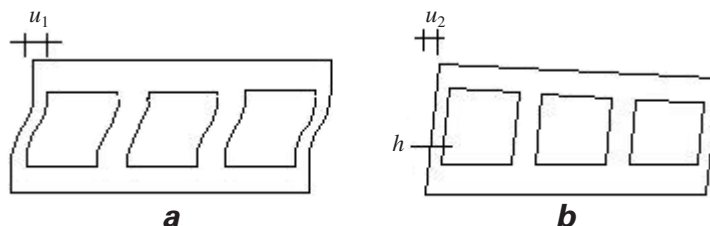
### Krachtenverdeling

In analogie met de dubbelkader-elementen kan de krachtsverking afgeleid worden.



**Figuur 10.170:** Krachten werkend op een driefvoudigkader-element

## Vervormingen



Figuur 10.171: Schema voor de buigvervorming (a) en de rek (b) van een drievoudigkader-element

Het vervormingsgedrag van het drievoudigkader-element wordt vergeleken met het enkelkader-element. Analooq aan de berekening bij het dubbelkader-element wordt een stijfheidsfactor afgeleid bij een randstijl van 300 mm en een raamopening van 1600 mm.

Voor de totale zijdelingse stijfheid van 6 enkelkader, 3 dubbelkader en 2 drievoudigkader-elementen geldt dan:

- 6 x enkelkader :  $6(1+1) = 12$
- dubbelkader :  $3(1+5,2+1) = 21,6$
- drievoudig :  $2(1+5,2+5,2+1) = 24,8$

Drievoudigkader-elementen zijn ruim 2 x zo stijf als enkelkader-elementen. Drievoudigkader-elementen zijn circa 15% stijver dan dubbelkader-elementen.

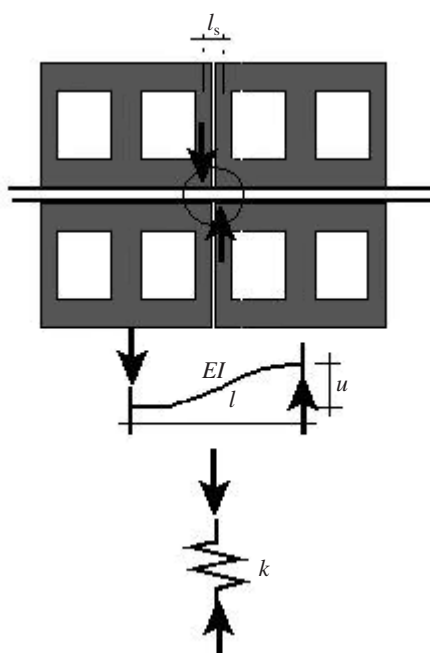
De vervormingen van het drievoudigkader-element bedragen  $12/24,8$  van de vervormingen van het enkelkader-element.

### 10.16.4 Conclusies inzake kaderelementen

In de bepaling van krachtsverdeling in de langsgewels is de gevel, opgebouwd uit prefab-elementen, beschouwd als een afschuifligger (of dwarskrachtligger). Het kenmerkende van een afschuifligger is de s-vormige uitbuiging van de stijlen, al dan niet in combinatie met een eindig- of oneindig stijve regel, waarbij in dit dictaat gekozen is voor oneindig stijve regels.

De krachswerking van een element kan op een aantal manieren benaderd worden:

- handmatig volgens de theorie van de afschuifligger, zoals hier gebruikt;
- ingevoerd als een raamwerk in een raamwerkprogramma, zoals PC-Frame e.d.;
- ingevoerd als een wand met raamopeningen in een eindige-elementenprogramma met in hun vlak belaste constructies, zoals ESA-Prima WIN, Ansys e.d.



**Figuur 10.172:** Schema voor de benadering van de vervangende veerstijfheid van de vloer

Hierbij komt het principe naar voren, dat ook in de VBC aangehouden wordt: hoe meer moeite er gedaan wordt voor een berekening (tijd), hoe scherper de resultaten (gunstiger). Het is duidelijk dat met het gebruik van een eindige-elementenprogramma het werkelijk gedrag van een gevelelement het best benaderd wordt, dit kost echter ook de meeste tijd en deskundigheid om de juiste keuzen te maken voor de aansluitdetails van de elementen onderling.

Maar hoe is het gedrag van de langsgevel als geheel? Gedraagt deze zich wel als een afschuifligger, zoals verondersteld wordt? Op elementniveau zeker, maar ook als alle elementen gekoppeld zijn door middel van de verdiepingsvloeren? Waarschijnlijk niet.

Hoe gedragen de gevels zich dan wel?

Dat is niet eenvoudig en met grote zekerheid te zeggen. De meest nauwkeurige benadering verkrijgt men door de gehele gevel, met alle elementen, met alle verdiepingsvloeren en alle koppelingen in te voeren in een eindige-elementenprogramma; dit kost veel tijd.

Een benadering van het gedrag van de gevel als geheel:

Alle prefab elementen worden gekoppeld door middel van de verdiepingsvloeren.

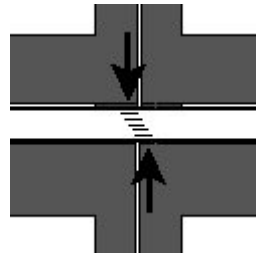
Deze koppeling is te beschouwen als een veer met veerconstante (fig. 10.172):

$$k = \frac{12EI}{l^3} \quad \text{met} \quad u = \frac{Fl^3}{12EI}$$

Meteen is in te zien dat, indien de prefab elementen in horizontale zin tegen elkaar aan gesteld worden en dit is meestal het geval, de uitbuiglengte van de verdiepingsvloer sterk terugloopt. Als waarde voor de uitbuiglengte wordt vaak de afstand hart-stijl-hart-stijl genomen, zie figuur:  $l_s$

Maar is dit een reële waarde? De prefab elementen zullen de neiging hebben te roteren en te vervormen door de horizontaalkrachten uit wind, overgebracht door de verdiepingsvloer. Het ligt voor de hand dat er geen gelijkmatig verdeelde drukverdeling aanwezig is ter plaatse van de aansluiting, maar dat zich in het voegmateriaal een drukzone zal vormen, met een hoogte  $x$ .

De resultante van deze drukkracht zal zich dus volgens het bi-lineair drukdiagram op  $7/18 \cdot x$  van de uiterste gedrukte vezel bevinden. Hierdoor wordt  $l$  een stuk kleiner. Maar is ook dit reëel?



*Figuur 10.173: Schematische weergave van de korte werkingsafstand, waardoor een diagonaal zich zal gaan instellen en dus de rekstijfheid en niet de buigstijfheid dominant zal zijn*

De uitbuiglengte  $l$  wordt volgens bovenstaande beschouwing:

$2 \cdot 7/18 \cdot x + \text{stelruimte tussen de elementen.}$

De lengte  $l$  wordt zo klein, dat zich een drukdiagonaal vormt, waardoor er rechtstreekse krachtsoverdracht optreedt en er van buiging geen sprake meer is. In dit geval hebben we niet meer te maken met een buigstijfheid van de tussenliggende vloer, maar met een rekstijfheid  $EA / l$  met als lengte de vloerhoogte  $h$ . De veerconstante zal groot zijn, waardoor de vervorming klein is en hierdoor zal de verbinding prefab-element - vloer - prefab-element zeer stijf zijn. Op sterkte dient de drukdiagonaal gecontroleerd te worden, waarvoor in de praktijk waarden gehanteerd worden van circa  $0,5$  à  $0,6 f_b$  en deze dient evenwicht te maken volgens de vakwerkanalogie met trekstaven, die onder en boven in de vloer aanwezig zijn. Het detail kan beschouwd worden als een gedrongen ligter volgens VBC.

Doordat de verticale vervormingen ter plaatse van de element-aansluitingen gering zijn zal de gevel als geheel uitbuigen en zullen de normaalkrachtvervormingen ten gevolge van horizontale belasting zich het sterkst manifesteren in het buitenste element aan de lijzijde. Een vrijwel lineair verloop van de verticale vervorming over de gevelbreedte is het resultaat. De normaalkracht uit horizontale belasting is in de buitenste raamstijl van het laatste prefab-element in de onderste laag aan de lijzijde het grootst en hier dient dan ook gecontroleerd te worden op partiële instabiliteit (s-vormig uitbuigen en knik in de slappe richting van de buitenste stijl).

## 10.17 GEVELBUISPRINCIPE

Er is één aspect dat niet onvernoemd mag blijven in een beschouwing van dragende prefab gevels die stabiliteit leveren en dat is het fenomeen van de gevelbuis.

Het gevelbuisprincipe treedt op als een dragende wand in de langsgevel een constructieve aansluiting krijgt op een dragende wand in de kopgevel. Door de constructieve aansluiting ontstaat een zekere flenswerking. Dat wil zeggen dat de langsgevelwand voor een gedeelte meedraagt, als een flens aan een lijf bij een L-profiel, in de krachtswerking van de kopgevelwand. Er vindt dus een onderlinge samenwerking plaats tussen kop- en langsgevel(s). Vanwege de rondlopende aansluitende kop- en langsgevels ontstaat een buis van dragende wanden.

Door deze aansluiting, aan de kopgevel, zal het aansluitende wanddeel van de langsgevel worden beïnvloed door de vervorming door normaalkracht van de kopgevel en andersom. De grootte van de invloed is afhankelijk van het meewerkende deel van de aansluitende gevel.

Door de samenwerking van kop- en langsgevel wordt de normaalkracht in de buitenstijlen van de eindportalen gehalveerd. De oplegreactie blijft praktisch gelijk aan die van de kopgevel alleen, maar het verloop blijkt gunstiger.

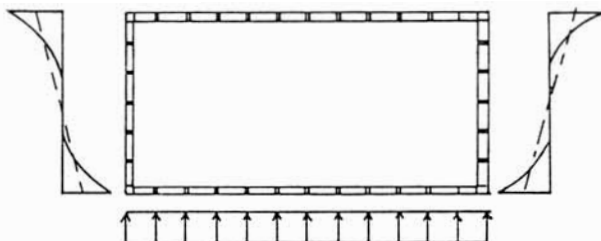
Doordat de verplaatsing aan de top voor 80 à 90% wordt veroorzaakt door de s-vormige uitbuiging van de kopgevelelementen (geldt tot circa 10 bouwlagen, daarna neemt dit af) is hierdoor niet veel verschil met de werking van de kopgevel alleen.

Samenvattend kan, door het meewerken van de langsgevels, een krachtsverdeling worden verwacht waarbij:

- de horizontale dwarskrachten in de kopgevel ten gevolge van de krachten  $H_w$  beter gelijkmatig zullen worden verdeeld over de gevelelementen van een bouwlaag;
- de verticale dwarskracht  $D$  in de randbalken van de kopgevel gelijk kan worden gesteld aan:

$$D = \frac{2n-1}{2m} \cdot H_w \cdot \frac{L}{B}$$

- de verticale dwarskracht in de randbalken ter plaatse van de aansluiting van kop- en langsgevel gelijk kan worden gesteld aan  $D_{\text{hoek}} = 1/2D$ ;
- de buitenste gevelelementen van de kopgevel aanzienlijk gunstiger zullen worden belast; enerzijds omdat deze elementen nu tweezijdig worden belast door de dwarskrachten  $D$  en  $D_{\text{hoek}}$ , anderzijds omdat deze elementen nu slechts de halve kracht moeten leveren als reactie op het uitwendige moment  $M_w$ ;
- het spreekt vanzelf dat de koppeling(en) tussen de kop- en langsgevel elementen gedimensioneerd dient te worden op de ontstane krachtswerking.



**Figuur 10.174: Krachtsverdeling volgens het gevelbuisprincipe. Meer krachten geconcentreerd in de hoeken**

## 10.18 VERVOLG STABILITEIT

In de vorige paragrafen is het constructief ontwerp beschreven. Vanuit dit constructief ontwerp, de hoofddraagconstructie, is vervolgens gekeken naar één van de stabiliteits-elementen: de langsgevel uitgevoerd in prefab elementen van verschillende groottes. In deze paragraaf wordt een enkele stabiliteitswand behandeld, de kopgevelwand, waarna de horizontale- en verticale voeg en hun krachswerking worden beschouwd.

Nadat een krachtsverdeling van de stabiliteitsbelasting is gemaakt, kunnen de afzonderlijke stabiliteits-elementen berekend worden.

Om eenvoudig te beginnen wordt een kopgevelwand met een rechthoekige doorsnede uitgewerkt. De windkrachten werken loodrecht op de langsgevel. Later wordt ingegaan op de I- en U-vormige doorsneden.

### 10.18.1 Stabiliteitswand - kopgevelwand

Afmeting grootste vlak:  $h \cdot l \cdot d = 45,0 \cdot 6,0 \cdot 0,2$  m. De wand is schuin geplaatst. De kopgevel wordt op de eenvoudigste manier uitgewerkt, zonder horizontale flenzen. Vanwege de schuine stand wordt gerekend met een equivalente wanddoorsnede loodrecht op de windrichting, welke reeds in het vorig hoofdstuk is berekend.

De equivalente afmetingen worden:  $l_{eq} = 4,85$  m;  $d_{eq} = 0,247$  m.

Het equivalente kwadratisch oppervlaktemoment wordt:  $I_{eq;x} = 2,348$  m<sup>4</sup>.

Uit de berekening van de verdeling van de windkrachten bij wind  $\perp$  langsgevel volgt dat de kopgevels voor circa 10% bijdragen in de stabiliteit van het evenwicht. Uit de gewichtsberekening volgt de belasting, die direct op de kopgevel en onderliggende fundering draagt. Het verschil is de aanpendelende belasting.

Tabel 10.2 Belasting op kopgevelwand ( $N'_{d1}$ ) in bgt en ugt in kN

|                      | Representatief |       | Mom               | 1,35G         | 1,2G+1,5Q <sub>m</sub> | 0,9G+1,5Q <sub>m</sub> |
|----------------------|----------------|-------|-------------------|---------------|------------------------|------------------------|
|                      | ( $N'_{rep}$ ) | G Q   | $\varphi \cdot Q$ | ( $N'_{d1}$ ) | ( $N'_{d2}$ )          | ( $N'_{d3}$ )          |
| Totaal gebouw        | 91700          | 27600 | 13800             | 123795        | 130740                 | 103230                 |
| Op kopgevel(s) 8%    | 7336           | 2760  | 1380              | 9904          | 10873                  | 8672                   |
| Direct op stab.elem. | 3200           | 380   | 190               | 4320          | 4125                   | 3165                   |
| Aanpendelend         | 4136           | 2380  | 1190              | 5584          | 6748                   | 5507                   |

Uit de verdeling van de windkrachten volgt tevens de windbelasting op de kopgevelwand van:  $q_{w,d} = 5,0$  kN/m.

Het windmoment onderin wordt:  $M_{w,d} = 1/2 \cdot 5,0 \cdot 45^2 = 5063$  kNm.

Gezien de geringe directe belasting is een groter tweede-orde moment te verwachten. De totale directe belasting bedraagt:  $N'_{d1} = 3915$  kN.

Aanname tweede orde 20%. Voorlopig toepassen 5 stuks heipalen

400 mm<sup>2</sup>, met een draagvermogen van  $F_{r,d}=1500$  kN, op gelijke afstanden.

## Uitwerking wandberekening

### Paalfundering

Vanaf buitenste paal:  $z_p = 2,45$  m, paalafstand  $1/4 \cdot 4,90 = 1,23$  m.

Doorsnede paal  $\square 400$  mm<sup>2</sup>:  $A_p = 0,16$  m<sup>2</sup>; paallengte 7,5 m.

$$I_{p,x} = 2 \cdot 0,16 (2,45^2 + 1,23^2) = 2,40 \text{ m}^4.$$

De maximale paalbelasting uit windmoment wordt:

$$F_{p;\max;w;d} = \frac{A_p \cdot M_{w,d} \cdot e_{\text{paal}}}{I_{p,x}} = \frac{0,16 \cdot 5063 \cdot 2,45}{2,40} = 827 \text{ kN}$$

Als voor factor voor de invloed van de grond 1,5 wordt aangehouden en een sterkteklasse B 35 voor de prefab palen bedraagt de paalverkorting:

$$\Delta l_p = \frac{Fl}{EA} = \frac{1,5 \cdot 827 \cdot 10^3 \cdot 7500}{31000 \cdot 0,16 \cdot 10^6} = 1,88 \text{ mm}$$

De optredende hoekverdraaiing

$$\varphi = \frac{\Delta l_p}{e} = \frac{1,88}{2,45 \cdot 10^3} = 0,00077 \text{ rad}$$

De rotatieveerconstante van de paalfundering is

$$C_p = \frac{M_{w,d}}{\varphi} = \frac{5063}{0,00077} = 6,575 \cdot 10^6 \text{ kNm/rad}$$

### Controle spaningen

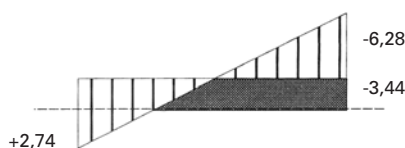
Het tweede orde effect wordt aangehouden op 20%.  $M_{w,d} = 1,2 \cdot 5063 = 6076$  kNm.

De excentriciteit van de normaalkracht bedraagt hierdoor:

$$e = \frac{M_{w,d}}{N'_d} = \frac{6076}{4125} = 1,47 \text{ m} > \frac{1}{6} \cdot 4,53 = 0,75 \text{ m}$$

$N'_d$  valt niet binnen de kerndoorsnede; controle betonspanningen:

$$\sigma_b = -\frac{N_d}{A_{\text{kopw}}} \pm \frac{M_{w,d} \cdot e_{\text{kopw}}}{I_{\text{kopw}}} = -\frac{4125 \cdot 10^3}{4850 \cdot 247} \pm \frac{6076 \cdot 10^6 \cdot 2425}{2,348 \cdot 10^{12}} = -3,44 \pm 6,28 \text{ N/mm}^2$$



**Figuur 10.175: Spanningsverdeling kopgevelwand**

Maximale betonspanning:

$$\sigma'_b = -3,44 - 6,28 = -9,72 \text{ N/mm}^2 (< f'_b = 21 \text{ N/mm}^2) - \text{druk}$$

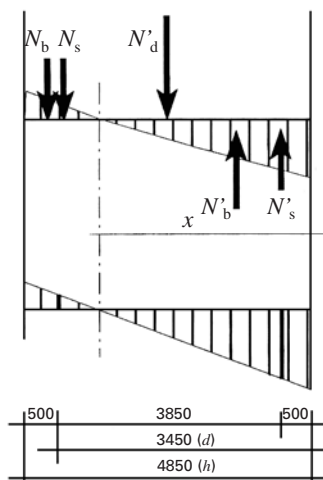
Minimale betonspanning:

$$\sigma'_b = -3,44 + 6,18 = +2,74 \text{ N/mm}^2 (> f_{bm} = 2,8 \text{ N/mm}^2) - \text{trek}$$

Er ontstaat weliswaar trek, maar de doorsnede blijft ongescheurd.

De volledige doorsnede is werkzaam. Om er zeker van te zijn dat de wand niet scheurt kan het scheurmoment met behulp van  $M$ - $N$ - $\kappa$ -diagrammen bepaald worden. Verstandig is in zo'n geval toch trekwapening aan te brengen in beide wandeinden en deze wapening door te koppelen in de voeg.

We bepalen nu de stijfheid van de ongescheurde wand. Zolang de betonvervorming onder  $\varepsilon'_b = 1,75 \cdot 10^{-3}$  blijft kan voor de E-modulus gebruikt worden bij B 35:



Figuur 10.176: Spanningsverdeling + rekken kopgevelwand

$$E'_b = \frac{f'_b}{\varepsilon'_b} = \frac{21}{1,75 \cdot 10^{-3}} = 12000 \text{ N/mm}^2 \quad (= 12 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2)$$

Controle:

$$\varepsilon'_b = \frac{\sigma'_b}{E'_b} = \frac{9,72}{12000} = 0,81 \cdot 10^{-3}$$

De hoogte van de betondrukzone is onbekend. Deze wordt eerst opgelost uit het verticaal evenwicht volgt:

$$(1) \quad N'_b + N'_s - N_s - N_b - N'_d = 0$$

Waarin:

$$N'_b = 1/2 \cdot 247 \cdot x \cdot 9,72 = 1200 x$$

$$N'_b = 1/2 (h - x) \cdot 247 \cdot \sigma_b = 1/2 (4850 - x) \cdot 247 \cdot 2,74$$

$$N'_b = 338 \cdot (4850 - x)$$

Aangenomen wordt een trek- en drukband voor de wapening van circa 1 m, met de trek- en drukkracht in het hart op 500 mm uit het wandendeinde.

Als trek- en drukwapening wordt aangehouden  $A_s = 1500 \text{ mm}^2$  (circa  $\phi 12-150 \text{ ‰}$ )

$$N'_s = A'_s \cdot \sigma'_s = A'_s \cdot \varepsilon'_s \cdot E'_s = A'_s \frac{x-500}{x} \cdot \varepsilon'_b \cdot E'_s = 1500 \frac{x-500}{x} 0,875 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5$$

$$N'_s = 262500 \frac{x-500}{x}$$

$$N_s = A_s \cdot \sigma_s = A_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s = A'_s \frac{d-x}{x} \cdot \varepsilon'_b \cdot E_s = 1500 \frac{4350-x}{x} 0,875 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5$$

$$N_s = 262500 \frac{4350-x}{x}$$

Ingevuld in (1) met  $N'_d = 4125$  kN geeft dit:

$$1200x + 262500 \frac{x-500}{x} + 262500 \frac{4350-x}{x} - 338(4850-x) - 4125 \cdot 10^3 = 0$$

Met de MathCad-solver wordt  $x$  opgelost:

$$x = \text{root} \left[ 1200x + 262500 \frac{x-500}{x} + 262500 \frac{4350-x}{x} - 338(4850-x) - 4125 \cdot 10^3 = 0, x \right]$$

$$x = 3065 \text{ mm}$$

De kromming wordt

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \varepsilon'_b = \frac{4350-3065}{3065} 0,81 \cdot 10^{-3} = 0,34 \cdot 10^{-3}$$

$$\kappa = \frac{\varepsilon'_b + \varepsilon_s}{d} = \frac{(0,81 + 0,34) \cdot 10^{-3}}{4350 \cdot 10^{-3}} = 0,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

De stijfheid wordt dan

$$EI_s = \frac{M_{w,d}}{\kappa} = \frac{5063}{0,26 \cdot 10^{-3}} = 19,47 \cdot 10^6 \text{ m}^4$$

Vergrotingsfactor

$$N_1 = \frac{\pi^2 EI}{(1,12 \cdot l)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 19,47 \cdot 10^6}{(1,12 \cdot 45)^2} = 75660 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{C_p}{\frac{1}{2} l} = \frac{6,575 \cdot 10^6}{22,5} = 292222 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{N_t} = \frac{1}{75660} + \frac{1}{292222} \Rightarrow N_t = 60100 \text{ kN}$$

$$n_t = \frac{60100}{10873} = 5,5 \Rightarrow \frac{n_t}{n_t - 1} = 1,22$$

Het tweede-orde-effect bedraagt 22%, dit is iets meer dan aangenomen is.

Door de wand uit te voeren met meer trek- en drukwapening wordt de wand stijver en zal  $N_1$  oplopen, waardoor  $n_t$  tevens oploopt en de vergrotingsfactor zal dalen.

Met wapening aan beide uiteinden van circa Ø12-100 (2400 mm<sup>2</sup>) wordt de stijfheid:

$$EI_s = 20,844 \cdot 10^6 \text{ m}^4; N_1 = 20,844 / 19,47 \cdot 75660 = 81042 \text{ kN}; N_t = 63446 \text{ kN}.$$

$$n_t = 5,8 \quad \frac{n_t}{n_t - 1} = 1,2$$

**Horizontale voeg**

Mortelvoegen zijn de belangrijkste en meest toegepaste verbindingen in prefab constructies. Bijna alle geprefabriceerde wanden en kolommen worden op elkaar gestapeld met een mortelvoeg ertussen. Het is van belang te weten hoe groot het draagvermogen van op druk belaste mortelvoegen is, via welk mechanisme de krachten worden overgedragen en hoe groot de invloed van de detaillering is op het draagvermogen.

De laatste jaren is er een ontwikkeling zowel in de betonsterkte alsook in de sterkteklassen van voegmortels geweest. Was vroeger bijna altijd de voegmortel de zwakste schakel, tegenwoordig kan er voegmortel toegepast worden van B 95.

*Berekening voegconstructie*

In deze berekening wordt de methode en worden de benamingen uit VBC, art. 9.17 gevolgd. Voor de prefab elementen in ons voorbeeldgebouw is de sterkteklasse B 35 gekozen, voor het voegmateriaal wordt B 55 genomen.

De sterkte van de mortelvoegverbinding  $f'_v$  dient te worden bepaald uit:

$$f'_v = k_1 k_2 f'_b$$

waarin:

$k_1 = 0,9$  bij aangieten;

$k_1 = 0,7$  bij ondersabelen;

$k_1 = 0,3$  indien het element in een speciebed wordt geplaatst;

$k_2 =$  afhankelijk van de afmetingen, de materialen en de krachtsverdeling van de voegverbinding;

$f'_b =$  de laagste rekenwaarde voor de druksterkte van de beide aansluitende delen.

Voor de kopwand, met de berekende verlopende oplegdrukken, wordt de maximum drukspanning aangehouden. Er wordt een voeg berekend met een lengte van 500 en een breedte van 200 mm, zijnde de werkelijke wanddikte. De voegdikte bedraagt 20 mm. De voeg wordt aangegoten met voegmortel B 55 ( $f'_m$ ).

$$k_1 = 0,9$$

$$k_2 = k_3 \frac{5(1-k_3) + k_4^2}{5(1-k_3) + k_3 k_4^2}$$

$$k_3 = 0,5 \frac{f'_m}{f'_b} = \frac{0,5 \cdot 0,6 \cdot 55}{0,6 \cdot 35} = 0,79$$

$$k_4 \text{ is de kleinste waarde van: } \frac{b}{v} \text{ en } \frac{x_u}{v}$$

Door de licht verlopende drukspanning blijft de gehele voeg onder druk, dus  $x_u = 500$ . In ons geval dient de voegdikte vermeerderd te worden met 20 mm, zie VBC, 9.17.2.

$$\frac{b}{v} = \frac{200}{40} = 5 \dots \text{en} \dots \frac{x_u}{v} = \frac{500}{50} = 10 \Rightarrow k_4 = 5$$

$$k_2 = 0,79 \frac{5(1-0,79)+5^2}{5(1-0,79)+0,79 \cdot 5^2} = 0,99$$

$$f'_v = 0,9 \cdot 0,99 \cdot 0,6 \cdot 35 = 18,7 \text{ N/mm}^2$$

De voegconstructie is zwakker dan de wand, maar sterk genoeg om de optredende drukspanningen op te kunnen nemen.

Als de ondersteuning een groter oppervlak heeft dan het element zelf, kan gebruik gemaakt worden van een verhoogde rekenwaarde voor de druksterkte van de ondersteuning volgens VBC, 9.14.2. Dit kan bijvoorbeeld het geval zijn bij opleggingen van prefab elementen op funderingsbalken of poeren.

Indien de sterkte van de voegverbinding niet toereikend is voor de krachten die overgebracht moeten worden, kan de voeg sterker gemaakt worden door:

- het toepassen van een mortel met een hogere sterkteklasse;
- het toepassen van een gewapende voegverbinding, niet te verwarren met een geïnjecteerde stekkenverbinding.

In zijn eenvoudigste vorm wordt een gewapende voegverbinding als volgt berekend:

Stel de onderliggende constructie van ons prefab element heeft een sterkteklasse B 25 en er wordt een voegmortel B 35 toegepast. De optredende drukspanning bedraagt 15 N/mm<sup>2</sup>.  $k_3$  wordt hierdoor 0,7 en  $k_2 = 0,92$ .

De sterkte van de verbinding komt hiermee op:

$$f'_v = 0,9 \cdot 0,92 \cdot 0,6 \cdot 25 = 13,2 \text{ N/mm}^2 \text{ en is niet toereikend.}$$

De breukdrukkracht van de verbinding bedraagt:

$$N_{u,v} = f'_v \cdot l_{\text{voeg}} \cdot b_{\text{voeg}} \cdot 10^3 = 13,2 \cdot 500 \cdot 200 \cdot 10^3 = 1320 \text{ kN.}$$

Voor de eenvoud wordt  $N'_d$  aangehouden op:

$$N'_d = 15 \cdot 500 \cdot 200 \cdot 10^3 = 1500 \text{ kN.}$$

Aan wapening is benodigd:

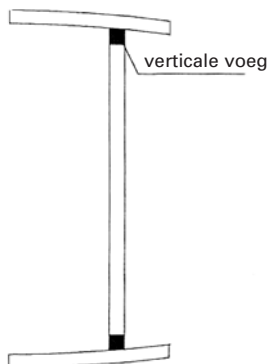
$$A_{s,\text{voeg}} = \frac{(N_d - N_{u,v}) \cdot 10^3}{f_s} = \frac{(1500 - 1320) \cdot 10^3}{435} = 414 \text{ N/mm}^2$$

Benodigde stekwapening 4Ø12.

### 10.18.2 Kernen

Als voorbeeld wordt Kern 2 genomen, maar de principes gelden voor alle I-, U- en L-vormige doorsneden.

De berekening van Kern 2 gaat analoog aan de berekening van de kopwand, met inachtnaam van het kwadratisch oppervlaktemoment van deze I-doorsnede



*Figuur 10.177: I-vormig stabiliteitselement in kern*

Het grote verschil met de kopwand zit hem hierin, dat de vorm en afmetingen van Kern 2 het noodzakelijk maken dat de doorsnede opgedeeld wordt in deelelementen, zodat deze fabrieksmatig geproduceerd- en getransporteerd kunnen worden. Op de bouwplaats worden de verschillende prefab delen geassembleerd, waardoor de door de constructeur bedoelde doorsnede verwezenlijkt wordt.

Hebben we bij de kopwand alleen te maken met horizontale voegen, bij deze vormgeving van elementen ontkomen we niet aan de toepassing van verticale voegen.

Hoe is de krachtswerking van dergelijke doorsneden?

Welke stijfheid heeft de totale doorsnede bij toepassing van verticale voegen?

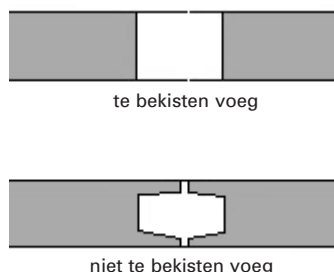
Om op deze essentiële vragen een antwoord te kunnen geven, zal dieper ingegaan worden op de verticale voeg.

Er zijn twee soorten verticale voegen:

- de natte voeg (in het werk gestort);
- de droge voeg (in het werk gebout of gelast).

## 10.18.3 Verticale voegen - natte verbindingen

De natte verbinding kan uitgevoerd worden als een te bekisten- of als een niet te bekisten voeg (fig. 10.178).

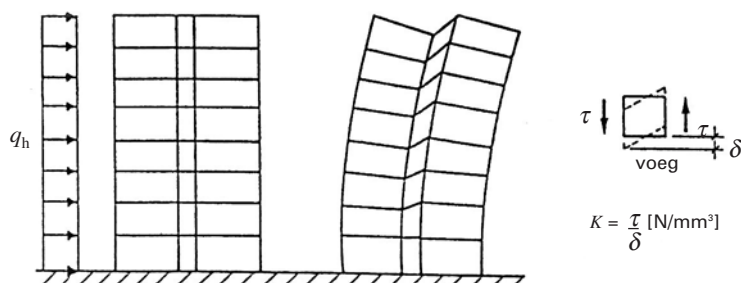


**Figuur 10.178: Uitvoeringen van een natte voegverbinding, al of niet bekist**

De te bekisten voeg heeft als voordelen dat er beter verdicht kan worden, dat er beter gecontroleerd kan worden en dat de bekisting eenvoudig kan zijn. Als nadelen kunnen genoemd worden, dat er bekist moet worden en dat deze oplossing esthetisch minder is bij schoon beton.

De belangrijkste functies die een verticale voeg moet vervullen zijn het geven van voldoende sterkte en stijfheid.

Verticale voegen kunnen van grote invloed zijn op het gedrag van de gehele constructie. In principe zal worden gestreefd naar verbindingen die zo sterk en stijf zijn, dat de negatieve invloeden van een voeg worden geëlimineerd, zodat het gedrag van de prefab constructie niet of nauwelijks verschilt met dat van een monoliete constructie.



**Figuur 10.179: Stabielelement met verticale voeg**

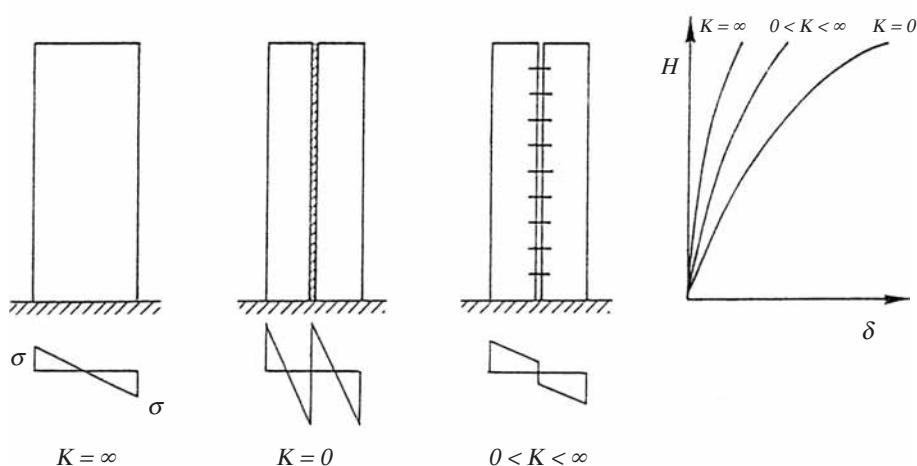
### Voegberekening - sterkte

In verticale voegen worden voornamelijk schuifkrachten overgebracht, die kunnen worden bepaald uit:

$$\tau = \frac{TS}{bI} \text{ waaruit de verticale schuifkracht per eenheid van breedte volgt:}$$

$$V = \frac{TS}{I} \text{ [N/mm]}$$

De optredende schuifkrachten veroorzaken vervormingen in de verticale voegen. De verplaatsingen aan weerszijden van de voegen zijn niet meer gelijk, waardoor de hypothese van Bernoulli hier niet opgaat.



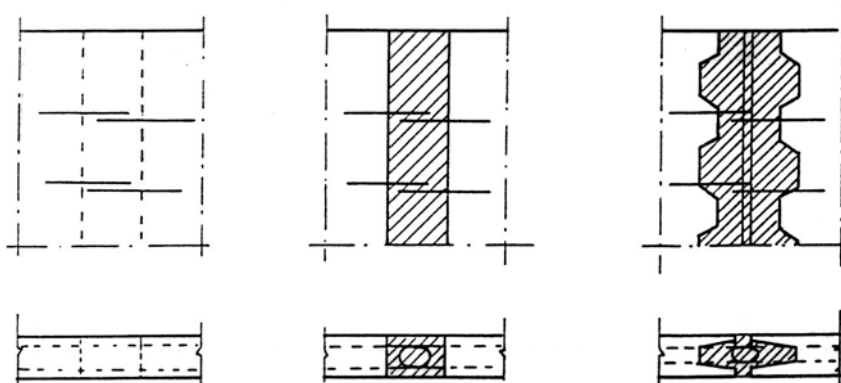
**Figuur 10.180: Stabiliteitswand met verticale voeg**

Deze wijziging in het verplaatsingsverloop heeft consequenties voor het spanningsverloop in- en de kromming van het stabiliteitselement. Bepalend hiervoor is de afschuifstijfheid  $K$  van de verbinding tussen de elementen, gedefinieerd als de verhouding tussen de optredende schuifspanning  $\tau$  en de verplaatsing  $\delta$  van de verbinding:

$$K = \frac{\tau}{\delta} \quad [\text{N/mm}^2]$$

### De waarde van $K$ bij diverse verbindingen

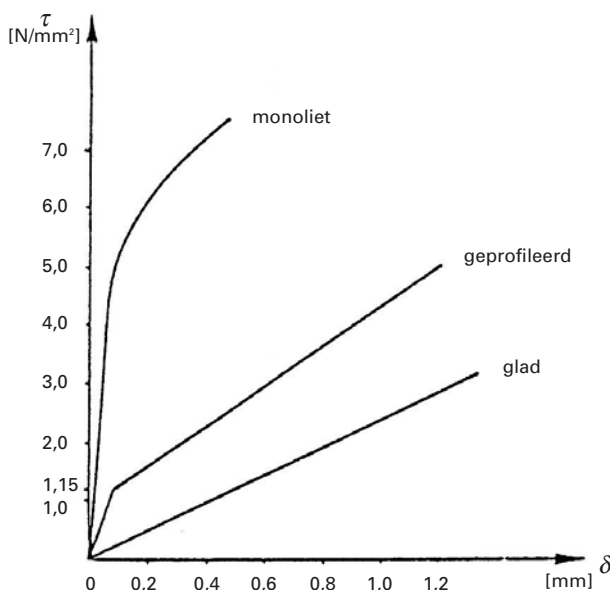
Voor een aantal 'natte' verbindingen is de  $K$ -waarde vastgesteld door beproevingen. In figuur 10.181 is een aantal natte verbindingen weergegeven; achtereenvolgens de monoliete, de gladde en de geprofileerde verbinding.



**Figuur 10.181: Natte verbindingen**

Alle verbindingen zijn gewapend. De monoliete verbinding is een denkbeeldige verbinding tussen twee prefab elementen, die uit hetzelfde materiaal als de elementen zelf bestaat en dient als vergelijkingsmateriaal voor de andere verbindingen.

Van deze verbindingen zijn  $\tau$ - $\delta$ -relaties bepaald en weergegeven in figuur 10.182. Hieruit zijn  $K$ -waarden bepaald.



**Figuur. 10.182:  $\tau$ - $\delta$ -relaties van de natte verbinding**

- De  $K_u$ -waarden voor de monoliete verbinding liggen tussen 12 - 40 N/mm<sup>2</sup>;
- De  $K_u$ -waarden voor de gladde verbinding liggen tussen 1 - 3 N/mm<sup>2</sup>;
- De  $K_u$ -waarden voor de geprofileerde voeg liggen tussen 4 - 12 N/mm<sup>2</sup>.

Deze  $K_u$ -waarden zijn uiterste waarden in de bezwijkfase, bij een gescheurde doorsnede. De waarden in de gebruiksfase, de  $K_l$ -waarden die toegepast kunnen worden bij de controle van de vervormingen, liggen bij de geprofileerde verbinding ongeveer een factor 3 hoger.

Voor de liggertheorie van horizontaal belaste wanden, toegepast op monoliete wanden en wanden met één voeg, wordt verwezen naar STUPRÉ-rapport 18 [10.8], bladzijde 30 t.m. 75. Hierna wordt ingegaan op de invloed van verticale voegen op het gedrag van geprefabriceerde stabiliteitsconstructies, uitgesplitst naar a) de schuifspanningsfunctie in de verbinding; b) methode met behulp van differentiaalvergelijkingen en c) eindige-elementenmethode (DIANA).

## 10.18.4 Verticale voegen - droge verbindingen

Onder droge verbindingen worden verstaan verbindingen uitgevoerd als:

1. snijpenverbinding (wordt nauwelijks toegepast);
2. elektrisch gelaste verbinding door middel van ingestorte lasplaten;
3. gelaste verbinding door middel van wapeningsstaal;
4. verbinding met voorspanbouten.

De elektrisch gelaste verbinding wordt veel toegepast en heeft de volgende voordelen:

- eenvoudig te fabriceren;
- de las is in staat grote dwars- en langskrachten over te brengen;
- de krachtsoverdracht van het hulpstuk naar het beton vindt geleidelijk plaats.

De gelaste verbinding door middel van wapeningsstaal heeft diverse mogelijkheden, zoals verbindingen met overlappen, stompe lassen of lassen met behulp van een tussenplaat. Constructief is deze verbinding vrij ineffectief.

De verbinding met voorspanbouten is relatief goedkoop door de eenvoudige constructie en minder duur materiaal, maar kan per verbinding minder kracht overbrengen en heeft een zeer beperkte maattolerantie loodrecht op het element.

Indien droge verbindingen worden toegepast wordt aan de elektrisch gelaste verbinding door middel van ingestorte platen de voorkeur gegeven. Door de betrekkelijke eenvoud van de platen, inclusief de verankering in het beton, zou een standaardisatie kunnen worden doorgevoerd. Constructief gezien is het een goede oplossing.

Op dezelfde manier als bij de continue 'natte' verbindingen kan er gerekend worden met de  $K$ -waarde. Omdat slechts op enkele plaatsen de verbinding wordt aangebracht hebben we hier te maken met een zogenoemde discontinue verbinding, aangeduid door  $K_{\text{dis}}$ . Om te kunnen rekenen met een continue  $K$ -waarde wordt  $K_{\text{dis}}$  als volgt omgerekend naar een equivalente waarde (uitgesmeerde stijfheid):

$$K_{\text{eq}} = \frac{K_{\text{dis}}}{a \cdot d_w}$$

waarin:  $a$  = hart-op-hart-afstand van de verbindingen;

$d_w$  = dikte van de wand.

De stijfheid van een individuele droge verbinding, een discrete verbinding genaamd, wordt bepaald door:

- de stijfheid van de verbinding zelf plus de stijfheid van een deel van de wand, waarvan het vervormingsgedrag sterk wordt beïnvloed door de verbinding:  $k_v$
- het gedrag van de wand ten gevolge van de geconcentreerde krachtafzucht:  $k_c$ .

Beide bovengenoemde parameters kunnen uitgedrukt worden in een veerconstante  $k_v$  en  $k_c$ . In een afstudeerverslag van P. van Boom aan de TU Delft is afgeleid:

$$k_c = \frac{\pi^2 E d_w}{4 l_n \left( \frac{75}{a} \right) - 1,4975 \pi}$$

waarin:  $E$  = elasticiteitsmodulus van de wand;

$d_w$  = dikte van de wand;

$a$  = hart-op-hart-afstand van de verbindingen.

$k_v$  wordt bepaald uit proefresultaten.

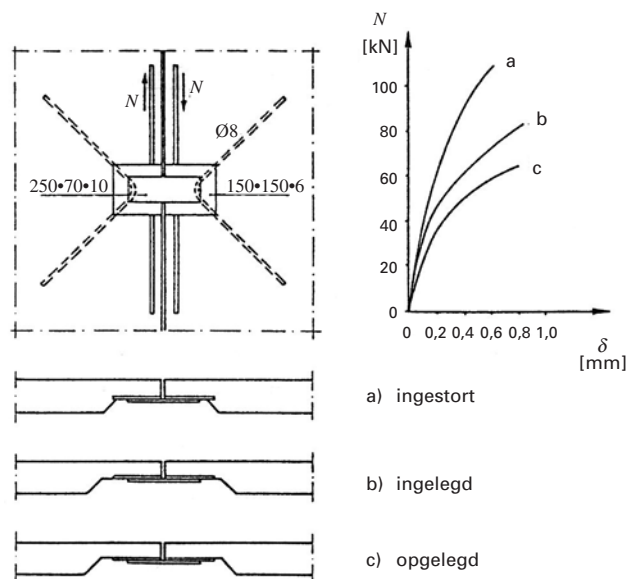
De totale veerconstante van een discrete verbinding kan bepaald worden uit

$$\frac{1}{K_{\text{dis}}} = \frac{1}{K_v} + \frac{1}{K_c}$$

Door het Stevinlab van de TU-Delft zijn beproevingen gedaan op lasplaatverbindingen, zoals weergegeven in figuur 10.183. De lasplaat is op drie verschillende manieren in het prefab beton aangebracht, namelijk ingestort, ingelegd en opgelegd.

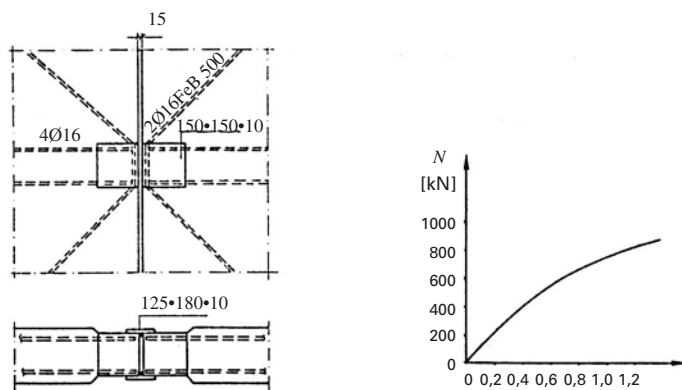
Voor deze varianten zijn de gemiddelde waarden van de verplaatsing uitgezet tegen de belasting. De ingestorte plaat vertoont daarbij de grootste sterkte en stijfheid.

Een numerieke simulatie van de proeven met behulp van DIANA levert de lastverplaatsingsdiagrammen op weergegeven in figuur 10.183.



Figuur 10.183: Lastverplaatsingsdiagrammen droge verbinding met lasplaten

Bij TNO Bouw te Rijswijk is de kokerverbinding, zoals aangegeven in figuur 10.184, onderzocht. De verbinding bestaat uit twee in beton verankerde kokerprofielen, die door middel van een elektrisch gelast hulpstuk (I-profiel) worden verbonden.



Figuur 10.184: Droge verbinding uitgevoerd als kokerverbinding.

De sterkte van deze verbinding blijkt aanzienlijk groter te zijn, dan die van de lasplaatverbinding, ook de stijfheid is enigszins toegenomen. Als deze verbinding wordt toegepast in een wand, onder dezelfde omstandigheden, dan blijkt de equivalente stijfheid te variëren van  $K_{eq}=1,9 \text{ N/mm}^2$  tot  $K_{eq}=2,3 \text{ N/mm}^2$ .

**Overzicht afschuifstijfheden**

Voor een vrij algemene situatie, waarbij  $E = 30000 \text{ N/mm}^2$ ,  $d_w = 250 \text{ mm}$  en  $a = 1500 \text{ mm}$ , zijn de waarden van de afschuifstijfheden bepaald (tabel 10.3).

**Tabel 10.3**

| type verbinding | $K_1$ | $K_u$ | $K_{eq}$ |
|-----------------|-------|-------|----------|
| monoliet        | 200   | 40    |          |
| geprofileerd    | 15    | 5     |          |
| glad            |       | 2,7   |          |
| stalen plaat    |       |       | 0,35     |
| stalen koker    |       |       | 2,00     |

waarin:  $K_1$  = afschuifstijfheid ongescheurd stadium  $K_2$  = afschuifstijfheid bezwijkstadium.

**Conclusies inzake 'natte' en 'droge' verbindingen**

- Stabiliteitsconstructies kunnen zeer goed in prefab beton worden uitgevoerd. Bij een juiste plaatsing van de voegen en zorgvuldig ontworpen en uitgevoerde verbindingen, kunnen de extra vervormingen en spanningen (ten opzichte van een monoliete kern) te verwaarlozen zijn;
- de invloed van verticale voegen en verbindingen op het gedrag van geprefabriceerde stabiliteitsconstructies is afhankelijk van de verhouding van de E-modulus van de prefab elementen en de afschuifstijfheid van de verbindingen  $E/K$ . Hoe groter  $E$ , hoe groter de invloed van de verbindingen, bij gelijkblijvende waarde van  $K$  [10.8].

**Plaats van de voegen**

De plaats van de voegen wordt vastgesteld uit:

1. constructieve overwegingen, spanningen, vervormingen;
2. praktische overwegingen op de bouwplaats, het maken van de verbinding, de standzekerheid van de elementen;
3. prefabricage-overwegingen: repetitie, malgrootte, transport en hijsen.

**Constructieve overwegingen**

Ten aanzien van de doorbuiging geldt:

- de doorbuiging is het grootst bij plaatsing van de voegen in de neutrale lijn;
- de doorbuiging neemt exponentieel toe als de afschuifsterkte van de verbinding afneemt;
- hoe slanker de constructie, hoe geringer de invloed van de verticale verbindingen op de doorbuiging;
- bij wanden met verbindingen met  $K > 5$  en bij reële plaatsing van de verbinding is de toename van de doorbuiging te verwaarlozen;
- bij kernen is de toename van de doorbuiging ten opzichte van de monoliete constructie groter dan bij wanden en het grootst als de verhouding tussen de som van de kwadratische oppervlaktemomenten van de afzonderlijke delen en het kwadratisch oppervlaktemoment van de monoliete kern het kleinst is;
- bij goede voegplaatsing geldt voor kernen dat bij  $K \leq 10$  de toename van de doorbuiging  $\Delta\delta \approx \leq 15\%$ .

Ten aanzien van de grootste buigspanning ter plaatse van de fundering geldt:

- a) bij wanden is de toename van de buigspanning geringer indien de voegen meer naar buiten worden geplaatst;
- b) bij  $K > 5$  zijn de extra spanningen in wanden te verwaarlozen;
- c) bij kernen is de spanningstoename het kleinst bij plaatsing van de voeg in de neutrale lijn; in dit geval geldt bij  $K > 5$  dat de spanningstoename  $\Delta\sigma < 10\%$ ;

- d) bij voegplaatsing in de overgang flens-lijf kunnen de spanningen bij een afschuifstijfheid  $K > 10$  toenemen met 40% tot 80%, afhankelijk van de slankheid. Dit geldt met name indien het flensoppervlak groot is ten opzichte van het lijfoppervlak;
- e) de grootste buigspanning treedt niet altijd op in de uiterste vezel van de doorsnede maar kan, afhankelijk van  $K$ , optreden naast de voeg;
- f) de punten b en c bij de doorbuigingen gelden ook ten aanzien van de spanningen.

Ten aanzien van de verbindingen geldt:

- a) droge (discrete) verbindingen zijn aanzienlijk minder stijf en sterk dan natte (continue) verbindingen;
- b) bij niet-lineair gedrag van verbindingen kan de stijfheid in het niet-lineaire elastische stadium aanzienlijk toenemen; het kan zinvol zijn een duurdere verbinding toe te passen, welke langer in het lineair-elastische stadium blijft.

Ten aanzien van de berekeningen geldt:

- a) het gedrag van geprefabriceerde stabiliteitselementen met een continue verticale voeg is zowel bij elastisch als niet-elastisch voeggedrag goed te beschrijven met het ontwikkelde DIANA-model;
- b) door het afleiden van een equivalente voegstijfheid  $K_{eq}$  kunnen wanden met verbindingen met een niet-lineaire voegkarakteristiek, lineair-elastisch worden berekend;
- c) het is niet mogelijk gebleken een correct DIANA-model op te stellen voor een discrete verbinding, zonder dat informatie uit experimentele proeven voorhanden is; is eenmaal een correct model ontwikkeld, dan kunnen met dit model diverse parameters worden berekend;
- d) de verschillende onderdelen die van invloed zijn op de stijfheid van een discrete verbinding kunnen worden verdisconteerd in één  $K$ -waarde, namelijk  $K_{eq,cont}$ ; hiermee kan gebruik worden gemaakt van de rekenmodellen voor continue verbindingen;
- e) voor stabiliteitsconstructies met meer dan één verticale voeg is een analytische berekening te gecompliceerd; dergelijke constructies kunnen worden geschematiseerd tot een raamwerk, dat met behulp van een computer numeriek kan worden berekend.

Van de drie mogelijke funderingscondities, te weten:

- kelderwand;
- afhankelijke fundering;
- doorgaande funderingsbalk,

zullen de funderingsbalk en de kelderwand in de praktijk het meest voorkomen. Het blijkt dat qua inklemmingscondities er in de meeste gevallen geen verschil aanwezig is. De geprefabriceerde stabiliteitsconstructie kan als volledig ingeklemd in de wand of balk worden beschouwd, waarbij deze inklemming in zijn geheel wel kan roteren en transleren. Bij ongelijkmatig verdeelde verticale belastingen treden extra spanningen en verplaatsingen op.

### 10.19 SCHIJFWERKING VAN DE VLOEREN

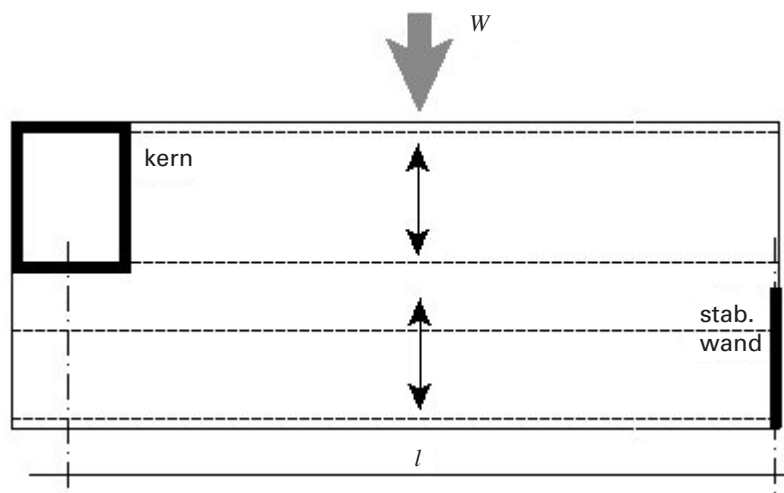
In de vorige hoofdstukken is reeds gebruikgemaakt van de schijfwerking van de vloeren, om de horizontale krachten uit windbelasting over te brengen naar de stabiliteitselementen.

In zijn simpelste vorm brengen de vloeren per verdieping een reactiekracht uit de gevel via krachten in de vloer over als horizontaalkracht in de wanden of kernen die stabiliteit leveren (fig. 10.185).

Maar is deze krachtsoverdracht wel zo simpel? Dat hangt sterk af van de geometrie van het gebouw, de horizontale doorsnedes van de verdiepingen.

#### 10.19.1 Voorbeelden van schijfwerking

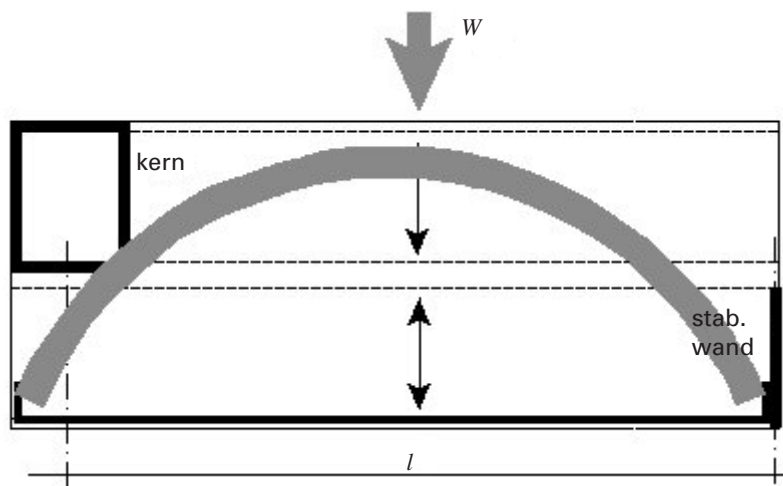
Hieronder volgt een aantal voorbeelden en gebouwwormen, waarin een systeem van horizontale belastingafdracht ontworpen moet worden. Ook het type (systeem)vloer speelt hierin een belangrijke rol.



Figuur 10.185: Voorbeeld geometrie

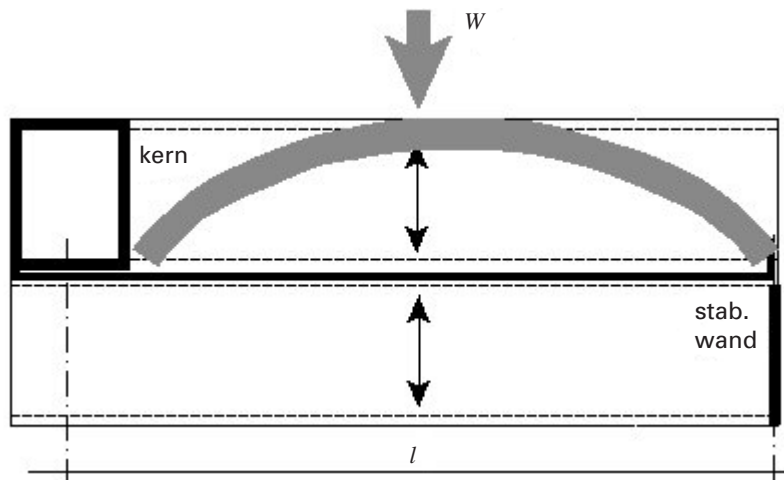
#### Systemen

Welk statisch systeem wordt toegepast?



Figuur 10.186: Statisch systeem drukboog-trekband (1)

Op welk gebouwgedeelte heeft dit betrekking?



Figuur 10.187: Statisch systeem drukboog-trekband (2)

## Vloersystemen

Welk vloersysteem wordt toegepast?

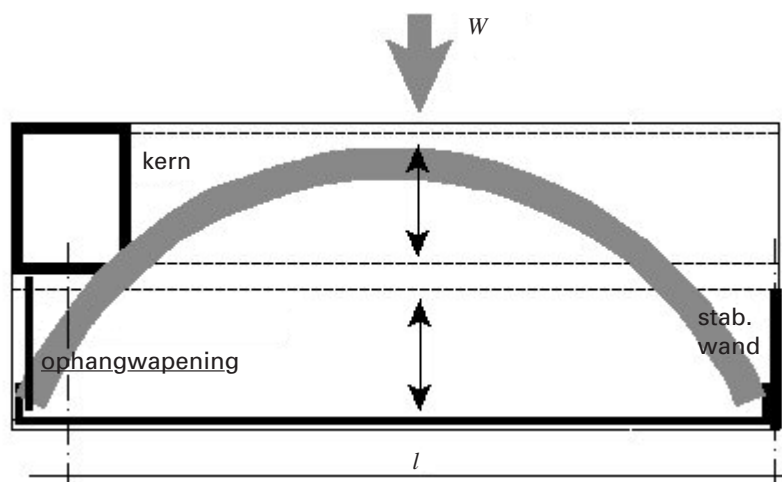
### 1. bekistingsplaatvloer

- afgezien van plaatnaden is volle betonnen doorsnede aanwezig;
- vrijheid van plaatsing wapening;
- trekband makkelijk te realiseren;
- vanwege volle doorsnede is een stijve plaat aanwezig;
- plaat kan als springwerk (drukboog-trekbandsysteem) ontworpen worden, of als buigligger;
- is ophangwapening benodigd?
- let op: wind kan ook van andere zijde komen!

### 2. kanaalplaatvloer

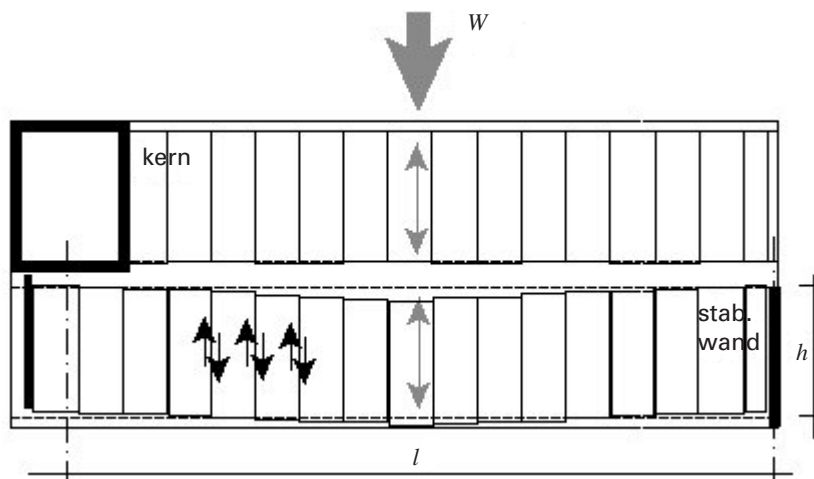
- geen volle betonnen doorsnede aanwezig;
- de vloer wordt meestal uitgevoerd zonder druklaag, maar een druklaag behoort tot de mogelijkheden;
- zonder druklaag bestaat de vloer uit losse kanaalplaat-elementen, constructief verbonden door de aangestorte voegen, die dwarskracht in dwarsrichting en langsschuifkracht in overspanningsrichting kunnen overbrengen;
- uitgevoerd met constructieve druklaag benadert de vloer de stijve plaat;
- berekening als buigligger of als drukboog-trekbandsysteem (fig. 10.188);
- berekening als dwarskrachtligger (Vierendeelligger) (fig. 10.189);
- let op wind van andere zijde!

Bovenstaande opmerkingen over de kanaalplaatvloer gelden ook voor een vloer uitgevoerd als ribbenvloer, dubbel-T-elementen en Infra-Plus vloer (omgekeerde ribbenvloer, met vlakke plaat aan onderzijde en dragende ribben (beton of staal) aan bovenzijde). Deze vloeren zijn niet van een monoliete betonlaag voorzien.



Figuur 10.188: Kanaalplaatvloer drukboog-trekband

*Kanaalplaatvloer als dwarskrachtligger*



Figuur 10.189: Berekening als dwarskrachtligger (of afschuifligger)

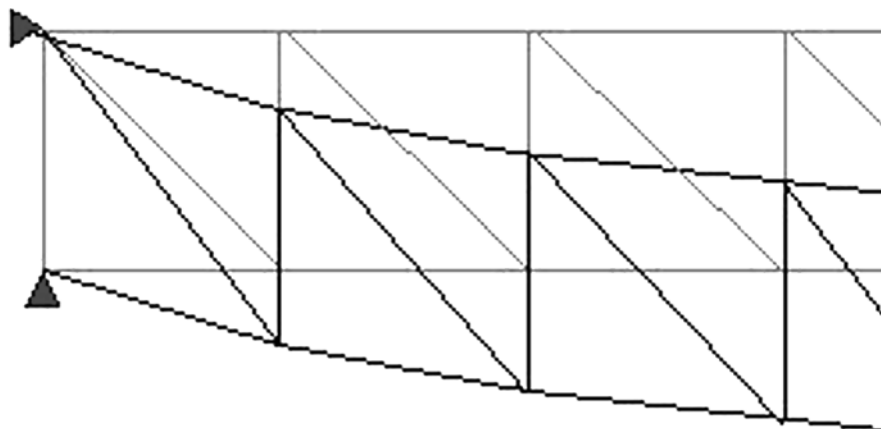
Het vloerveld kan op twee manieren berekend worden:

- er vindt krachtsoverdracht plaats in de voegen (langsschuifkracht), er dienen eisen gesteld te worden aan de voegvulling en aan de uitvoering hiervan;
- er vindt geen krachtsoverdracht plaats in de voegen; er dienen deuken in de platen aangebracht te worden om de schuifkracht op te nemen.

In allebei de methoden wordt de vloer, horizontaal gezien, berekend als Vierendeelligger, genoemd naar de Belgische ingenieur Vierendeel (patent uit 1897).

Het principe berust op de door de dwarskracht veroorzaakte vormverandering, welke in eerste aanleg een afschuiving is. Doorsneden loodrecht op de as van een ligger worden daarbij evenwijdig ten opzichte van elkaar verplaatst, zoals in figuur 10.189 is aangegeven.

Van deze vormverandering kan ook een beeld worden verkregen door een vakwerkligger met evenwijdige randen te beschouwen die een belasting loodrecht op de liggeras draagt (fig. 10.190, vakwerk). Zoals bekend nemen de randstaven het buigend moment op, terwijl de dwarskracht wordt opgenomen door de wandstaven (diagonalen en verticalen). Wordt de rekstijfheid van de randstaven oneindig groot ondersteld, zodat deze geen verlenging of verkorting ondergaan, dan zijn de verplaatsingen van de knooppunten uitsluitend het gevolg van de verlengingen en verkortingen van de wandstaven en dus van de in de ligger aanwezige dwarskracht.



**Figuur 10.190: Schematisering Vierendeelligger [10.9]**

## Vakwerk

In het TU-dictaat van prof. Bouma [10.9] worden vanuit de differentiaalvergelijking van de afschuifligger enkele formules afgeleid. Hieronder volgen de belangrijkste twee:

Dwarskracht:  $V_{d;(x=0)} = \frac{1}{2} q_{w,d} \cdot l$

Vervorming, doorbuiging in het midden:  $u_{(x=\frac{1}{2}l)} = \frac{1}{8GA} q_{rep} \cdot l$

waarin  $G = 0,4 \cdot E'_b$  (bij benadering)

$$A = d_{\text{plaat}} \cdot h_{\text{constr}} \text{ (plaatdikte x plaatlengte)}$$

De maximale schuifkracht in de voegen bedraagt:  $\tau_{d,\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{d,\max}}{d_{\text{pl}} \cdot h_{\text{constr}}} [\text{N/mm}^2]$

Ook een combinatie van de twee methoden bij kanaalplaatvloeren is denkbaar. De vloer als schijf zou berekend kunnen worden als dwarskrachtligger, maar voor eventuele trekkrachten ter plaatse van de uiterste vezel zou een, lichtere, trekband toegepast kunnen worden. Het voordeel van deze combinatie is dat het gehele vloerveld opgesloten zit tussen een rondom aangebrachte betonnen (trek)band, gewapend met doorlopende wapening.

Meer over de krachtswerking van de voegconstructie van kanaalplaatvloeren kan worden gevonden in [10.10].

Constructie & uitvoering  
Woningbouw

## Holle-wandsysteem ook geschikt voor hoogbouw

1) 'De Ankerhof' in  
aanbouw

E. Helling\*, Alvon Bouwsystemen  
B.V., Nieuw Amsterdam

*Het holle-wandsysteem werkt zich langzaam omhoog. Na een voorzichtige start in de kleine kelderbouw begin jaren zeventig, wordt het nu veelvuldig bovengronds toegepast. Van laagbouw tot middelhoogbouw. In Cement 1994 nr. 4 beschreven we een laagbouwproject in Hoorn dat werd gerealiseerd met het holle-wandsysteem. In dit nummer van Cement een voorbeeld van een middelhoogbouwproject.*

In 1975 is Alvon Bouwsystemen BV gestart met de productie van holle wanden. Dit prefab beton-product was toen nieuw op de Nederlandse markt en rekenregels moesten nog ontwikkeld worden. In de beginjaren werd gebruikgemaakt van Duitse onderzoeken, regelgeving en het 'Zulassungsbescheid' van de leverancier van de tralieliggers voor toepassing in holle wanden. De onbekendheid van en met de holle wanden was in deze jaren oorzaak van een beperkte en kritische acceptatie.

### Kleine kelderbouw

In de beginjaren werd de holle wand voornamelijk ingezet in de kleinere kelderbouw als alternatief voor in het werk gestorte betonwanden. Het systeem ontwikkelde zich in de loop der tijd als een alternatief voor bekistingen voor gewapende wanden. De holle wand ontleent zijn bestaansrecht vooral aan de veel hogere bouwsnelheid, hetgeen in het bijzonder bij kelders aantrekkelijk is, terwijl er toch sprake is van een monoliete constructie.



De laatste jaren wordt het holle-wandsysteem steeds vaker ingezet voor grote en meerlaagse parkeerkelders en voor wanden in woning- en utiliteitsbouw die technisch of economisch niet of moeilijk met een standaard bekistingssysteem (wand- en tunnelbekisting) te maken zijn.

De holle wand is een halffabrikaat van prefab beton en bestaat uit twee gewapende betonschillen van 30 of 60 mm dikte, die door middel van tralieliggers vormvast aan elkaar zijn gekoppeld. De wand is aan beide zijden glad (behangklaar). De dikte is variabel: van 200 tot 600 mm. De maximale afmeting is 2800 x 11500 mm<sup>2</sup> en de elementen kunnen staand of liggend worden toegepast. Elektriciteitsvoorzieningen en constructieve onderdelen, zoals ankerrails, stekkenbakken en schroefhuizen, kunnen worden ingestort. Na het stellen van de wanden, het aanbrengen van stek- en

voegwapening en het bekisten van voegen en koppen wordt de holle ruimte tussen de schillen met beton gevuld. Door de opgeruwde binnenzijde van de schillen en de diagonalen van de tralieliggers ontstaat een monoliete constructie van prefab schillen en vulbeton.

De laatste jaren zijn verschillende projecten met het systeem gerealiseerd, zoals het Dolfijnarium in Harderwijk, de olifantenkelder in het Noorderdierenpark te Emmen en parkeergarages in Amsterdam ('de Omval'), Maastricht (Ceramique-terrein) en Rotterdam (Kop van Zuid).

In Cement 1995, nr. 4 is de toepassing beschreven van holle wanden in een laagbouwproject te Hoorn. Maar met het holle-wand-systeem kan ook uitstekend een compleet woningbouw-casco in de (middel)hoogbouw worden gerealiseerd.

\* Met medewerking van bouwbedrijf Hendriks te Assen en aannemersbedrijf Bouwberg te Grootegelo.

**Middelhoogbouw**

Aannemingsbedrijf Bouwborg te Groningen heeft onlangs enkele middelhoogbouwprojecten met holle wanden als bouwmuur gerealiseerd: in Delfzijl 1600 m<sup>2</sup> winkelruimte met daarboven 34 koopwoningen, in Groningen het project Zuiderdiep bestaande uit een ondergrondse parkeergarage met daarboven 1200 m<sup>2</sup> winkels, 4300 m<sup>2</sup> kantoren en 15 koopwoningen. Bouwbedrijf Hendriks te Assen heeft in die plaats het woongebouw 'de Ankerhof' (foto 1) in het holle-wandsysteem uitgevoerd.

Bij bovengenoemde projecten is de ruwbouw nagenoeg geheel gerealiseerd met het zogenoemde 'combi-plus'-systeem van Alvon, waarbij de draagconstructie als volgt is opgebouwd:

- woningscheidende wanden, stabiliteitswanden en kernwanden: holle wand d = 250 mm;
- kelderwanden: holle wand d ≥ 250 mm;
- binnenspouwbladen voor- en achtergevels: lichtbeton d = 100 mm;
- verdiepings- en dakvloeren: voorgespannen breedplaat d ≥ 220 mm,

**De Ankerhof***Situatie*

Het woningbouwproject 'de Ankerhof' heeft elf verdiepingen met een gedeeltelijke onderkeldering. In het gebouw zijn 60 zorgwoningen ondergebracht als dependance van het nabijgelegen bejaardencentrum. Het is gebouwd in een grote vijver in een bestaande stadswijk. Door deze situering, alsmede door belendende gebouwen en bestaande infrastructuur, was de grootte van de bouwplaats beperkt. Per bouwlaag zijn aan weerszijden van de centrale corridor drie woningen gesitueerd (fig. 2).

*Keuze voor het holle-wandsysteem*

De aannemer is niet in het bezit van systeembekistingen voor woningbouw, maar heeft wel ervaring met prefab betonbouw in de kantorenbouw. Om tot de definitieve keuze voor het casco te komen, zijn verschillende bouwmethoden de revue gepasseerd:

- Massieve wanden van prefab beton vielen af vanwege de voor de stabiliteit noodzakelijke horizontale en verticale verbindingen. Ook de kraan-capaciteit zou een knelpunt worden.

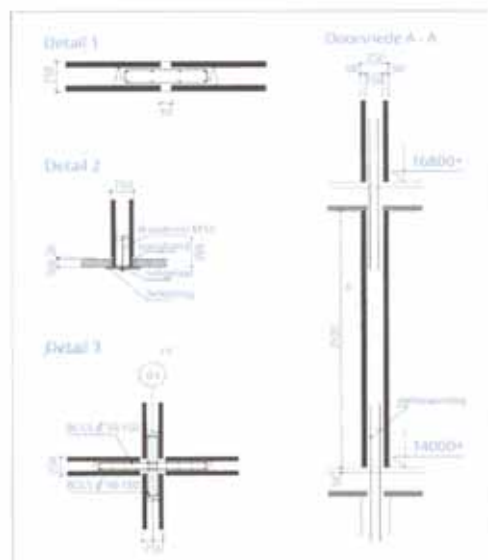
- Kalkzandsteen viel af wegens een te beperkt draagvermogen voor de onderste lagen, de optredende krachten in stabiliteitswanden en kern en omdat een aantal wanden in de onderbouw als wandligger moest worden uitgevoerd.
- Wand- en/of tunnelkist vielen af vanwege de geringe repetitie per laag, uitvoeringsproblemen bij dwarswanden en kern en door de geringe ervaring om deze systemen organisatorisch efficiënt in te zetten.

Uiteindelijk viel de keuze op het complete 'combi-plus'-systeem (fig. 3) vanwege:

- bekendheid met het systeem;
- organisatorische beheersbaarheid;
- gelijktijdige uitvoering van stabiliteitswanden en kern in hetzelfde systeem;
- bouwsnelheid;
- ontbreken van constructieve beperkingen;
- aantrekkelijkheid qua kosten.

Bijkomende voordelen zijn:

- wanden tweezijdig behangklaar;
- constructieve voorzieningen zijn eenvoudig op te nemen;
- relatief weinig kraan capaciteit.



◀ 2) Plattegrond 'de Ankerhof'

3) Details Alvon 'Combi-plus'-systeem

## Constructie &amp; uitvoering

## Woningbouw

5) De hulle wanden en de breedplaatvloeren zijn in één arbeidsgang gestort. De vloer fungeerde als werkvloer voor het storten van de wanden

## Constructieve aspecten

De constructeur had de draagconstructie in eerste instantie opgezet als in het werk te storten betonwanden met 230 mm dikke breedplaatvloeren. De wanddikte voor de bouwmuren en stabiliteitswanden bedroeg 250 mm en voor de kernwanden 200 mm. Enkele dwarswanden en de kern zorgden voor de stabiliteit. De verdiepingvloeren waren ingeklemd in de eindwanden, maar deze momentvast knopen hoefden niet bij te dragen aan de stabiliteit. De binnenspouwbladen in voor- en achtergevels hadden geen constructieve functie en waren ontworpen in kalkzandsteen dik 100 mm.

Nadat de aannemer de wens had geuit de bouw- en stabiliteitswanden met holle wanden te willen uitvoeren, de vloeren met voorgespannen breedplaten en de binnenspouwbladen met lichtbetonelementen, zijn de constructieve consequenties onderzocht. Hierbij bleek dat alle vloer- en wanddiktes gelijk konden blijven ten opzichte van het oorspronkelijke ontwerp.

Ook de toe te passen wapening kon in principe gelijk blijven, behoudens ter plaatse van de horizontale aansluitingen. Hier treedt een verjonging van de doorsnede op, doordat de stekwapening meer naar binnen langs de prefabschillen wordt geplaatst. Uiteindelijk bleek dat er iets meer wandwapening is toegepast ten opzichte van in het werk gestorte wanden, voornamelijk door zwaardere verticale stekwapening en horizontale voegwapening. Voor het overige hoefden geen extra constructieve voorzieningen te worden getroffen.

## Uitvoeringsaspecten

Tijdens de ruwbouw was de beperkte ruimte op de bouwplaats niet nodig voor materialen voor het casco. De bouwkraan heeft alle prefab elementen direct vanaf de vrachtauto in het



werk gesteld. De montageploeg omvatte slechts vier man, die in zes werkdagen een complete bouwlaag realiseerde (fig. 4).

reparaties en het afwerken van aansluitnaden. Alle elektriciteitsdozen en -leidingen waren in de fabriek ingestort, zodat

## 4) Planning bouwlaag

| dag                         | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-----------------------------|---|---|---|---|---|---|
| stellen holle wand          |   |   |   |   |   |   |
| onderslagen + breedplaat    |   |   |   |   |   |   |
| bekisting + elektriciteit + |   |   |   |   |   |   |
| wapening enz.               |   |   |   |   |   |   |
| storten                     |   |   |   |   |   |   |
| maatsvoering                |   |   |   |   |   |   |

De prefab schillen van de holle wanden zijn aan de bovenzijde vlak, zodat de breedplaat hier 50 mm opgelegd kan worden. De voorgespannen breedplaatvloer met een schildikte van 60 mm had hierdoor slechts twee rijen onderslagen nodig bij een beukmaat van 6900 mm.

De holle wanden en de breedplaatvloeren zijn in één arbeidsgang gestort. De vloer fungeerde als werkvloer voor het storten van de wanden (foto 5). De stortnorm lag bij deze uitvoeringswijze zeer hoog. De ruwbouw werd in de zomerperiode gerealiseerd. Het beton van de vloeren was één dag na het storten voldoende verhard om de volgende bouwlaag uit te zetten.

Na de ruwbouw kon de afbouw ook snel gerealiseerd worden. Alle wandoppervlakken waren behangklaar, behoudens enige

geen hak-, frees- en opruimwerk nodig was. ■

## Projectgegevens

- 3200 m<sup>3</sup> holle wand;
- 5700 m<sup>2</sup> voorgespannen breedplaatvloer;
- 1500 m<sup>3</sup> lichtbetonwanden;
- 60 prefab betonbalken;
- 10 prefab betonkolommen;

## architect:

Architectenbureau Jorissen Simonetti, Rijssen

## constructeur:

Ingenieursbureau Pree, Gorssel

## aannemer:

Bouwbedrijf Hendriks, Assen

## Bouwsystemen in de scholenbouw

# Prefab systemen bieden grote flexibiliteit

Grote gebouwcomplexen met een groot aantal gelijkvormige basiseenheden lenen zich bij uitstek voor standaardisatie van bouwcomponenten. Het is dan ook niet toevallig dat de scholenbouw uit de jaren zestig en zeventig aan de basis stond van de huidige generatie geprefabriceerde betonnen bouwsystemen. Anno 1999 bedienen deze bouwsystemen een substantieel deel van de markt in de scholen- en kantorenbouw. Op de volgende bladzijden worden de vijf belangrijkste systemen op een rij gezet.

Een van de taken van het in 1956 in Rotterdam als onderdeel van het Bouwcentrum opgerichte Informatiecentrum voor Scholenbouw (ICS), was het bevorderen van systeembouw. In die beginperiode werd daartoe nauw samengewerkt met de stichting Ratiobouw, eveneens onderdeel van dat Bouwcentrum.

In nauw overleg met enkele betrokken ministeries werd een nieuwe goedkeuringsprocedure opgesteld voor bouwsystemen voor scholen. Muwi, Iboco en Duraco waren enkele van de bekende systemen met een 'Ratiobouwkeur', waarmee in de jaren zestig in verschillende regio's scholen werden gebouwd.

### Demonteerbaar bouwen

In de jaren zeventig zette het Ministerie van Onderwijs en Wetenschappen voor de scholenbouw een regeling op onder de noemer 'integrale tijdelijke huisvesting' (i.t.h.). Verplaatsbaarheid was daarbij essentieel. De normprijs voor in deze sfeer te realiseren scholen lag lager dan de norm voor de zogenoemde versoberde elementenbouw, de goedkope uitvoering van definitieve voorzieningen. Ofwel: het uitgangspunt was dat demonteerbaar bouwen goedkoper moest zijn.

Deze regeling bleek de aanzet voor het ontwikkelen van nieuwe bouwsystemen met hetzelfde doel: met een snelle bouwtijd, een een-

voudige montage en een kleine constructiehoogte. Deze bouwsystemen waren gebaseerd op de in het i.t.h.-model voorgeschreven breedtemoduul van 2,4 m.

### Systeemprincipes

Enkele van deze systemen worden nog steeds geleverd. Daarnaast zijn er nieuwe systemen bijgekomen. Ze bestaan alle uit geprefabriceerde (standaard) vloerelementen en kolommen, die in zeer korte tijd tot een draagstructuur kunnen worden opgebouwd. Voor de kolommen langs of ertussenin kunnen geprefabriceerde gevel- of borstweringselementen worden geplaatst.

Een ander kenmerk is dat de vloerelementen niet op balken liggen, maar volledig puntvormig zijn ondersteund. Bijkomend voordeel: de systemen zijn demonteerbaar.

De systemen komen het best tot hun recht in ontwerpen met een grote repetitiefactor. Dat hoeft echter niet te leiden tot een grote eenvormigheid. In de afgelopen jaren is veel energie gestoken in het bedienen van individuele vragen uit de markt. Het resultaat is dat vrijwel elke gebouwvorm mogelijk wordt.

### Rgd-brochure

In juli 1996 bracht de Rijksgebouwendienst in haar brochure 'Demontabele bouwsystemen in beton' informatie over de op dat moment op de markt zijnde



1 | Scholenbouw in de jaren zestig werd gekenmerkt door starre systeembouw

bouwsystemen in geprefabriceerd beton bij elkaar. De systemen werden in deze brochure op hoofdpunten met elkaar vergeleken.

Op de volgende bladzijden worden onderdelen van de Rgd-brochure gepubliceerd. De informatie is door de leveranciers van de diverse systemen geactualiseerd. Het betreft de systemen Mxb-5, CD20, SMT, Bestcon en Moducon-2000. Inmiddels is er een zesde systeem op de markt, Infra+. Dit systeem heeft echter nog geen ervaring in scholenbouw en wordt in dit kader daarom niet behandeld. ■

### Henk Wapperom



2 | Montage van een borstweringselement van het CD20-systeem

## Constructie &amp; uitvoering

## Utiliteitsbouw

## Bouwsystemen in de scholenbouw

## Mxb-5

Het Mxb-5-systeem is reeds zeer lang op de markt en heeft al diverse modificaties ondergaan. Het eerste gebouw, met een breedtemoduul van 2,4 m, werd eind jaren '70 neergezet. De huidige breedtemoduul is 3,6 m en werd begin jaren '80 geïntroduceerd. Het systeem is sindsdien verder geperfectioneerd.



1 | Montage van het Mxb-5-systeem

## Bouwsysteem

## Fundering en begane grond

Er kan een geïsoleerd vloerelement voor de begane grond worden geleverd, gecombineerd met een paal-/poerenfundering. Vanwege de vorm van de fundering en de paalposities, wordt de begane grond echter meestal traditioneel uitgevoerd, bijvoorbeeld met kanaalplaten. Hieraan liggen vaak kostentechnische overwegingen ten grondslag. Er zijn echter situaties waarbij door de bouwtijdverkortening als gevolg van het toepassen van Mxb-begane-grondvloeren, ook financiële voordelen te behalen zijn.

## Vloerelementen en kolommen

Het systeem heeft vloerelementen van het type ribcassettevloer met een dikte van 320 mm. De ribben in de lengterichting van het vloerelement liggen h.o.h. 1200 mm; de dikte van de spiegel is 60 mm. De standaard-vloer-

elementen zijn 3600 mm breed en 5400 of 7200 mm lang. Vloerelementen in elke willekeurige tussenliggende maat zijn tegen meerkosten leverbaar.

De kolommen zijn in dit systeem 200 x 200 mm<sup>2</sup>. Ook zijn er diverse grotere afmetingen in vierkante, rechthoekige en ronde uitvoering mogelijk.

De naden tussen de vloerelementen zijn niet gevuld.

De kolommen en vloerelementen worden tot het maximum-aantal lagen 'koud' gestapeld en met voorspanbouten vastgezet.

## Montagetijd

Het systeem wordt in zeer korte tijd opgebouwd. Afhankelijk van het aantal bouwlagen, de vorm van het gebouw en eventuele afwijkingen is een montagetijd van maximaal 800 m<sup>2</sup> per dag te realiseren. Deze montagetijd is exclusief gevelelementen.

De kolommen hoeven niet te

worden geschoord tijdens de montage van het skelet. De montage gebeurt vanuit de stabiliteitswanden.

## Constructieve aspecten

## Verbindingen en stabiliteit

De kolommen zijn aan boven- en onderzijde voorzien van een stalen plaat die rondom de kolom 100 mm uitsteekt. Het vloerelement is voorzien van ingestorte ankerbussen. De vloerelementen en de kolommen worden vervolgens met voorspanbouten aan elkaar verbonden.

Door deze bevestigingsmethode is tevens de stabiliteit in het horizontale vlak verzekerd. De stabiliteit in het verticale vlak wordt verzorgd door (kolomvervangende) betonwanden, die in het bouwsysteem passen.

Binnen het systeem kunnen ook dragende binnenspouwbladen worden toegepast. Een en ander is afhankelijk van het gevelontwerp. Ook deze elementen worden kolomvervangend ingepast.

De bevestigingsprincipes blijven bij kolom- en binnenspouwtoepassingen identiek.

## Belastingen

De toelaatbare variabele belasting van de standaard-vloerelementen is 4 kN/m<sup>2</sup>. Met extra (traditionele) wapening in de ribben is dit te verhogen tot 10 kN/m<sup>2</sup>. Deze hoge belasting heeft consequenties voor het maximum-aantal bouwlagen.

## Brandwerendheid en aantal bouwlagen

Door kolommen van 200 x 200 mm<sup>2</sup> te gebruiken, kan bij een gereduceerde brandwerendheidseis van 60 minuten tot en met vier bouwlagen worden gebouwd, afhankelijk van de overspanningen en de belastingen. Geldt

## Constructie &amp; uitvoering

## Utiliteitsbouw



een brandwerendheidseis van 90 minuten, dan moeten de kolomaftmetingen worden vergroot. Door bijvoorbeeld kolommen van  $300 \times 300 \text{ mm}^2$  te gebruiken, kan bij een brandwerendheidseis van 90 minuten tot en met tien bouwlagen worden gebouwd en bij een brandwerendheidseis van 120 minuten tot en met acht bouwlagen.

**Sparingen**

Sparingen kunnen uitsluitend in de spiegels worden gemaakt. Deze worden na de montage aangebracht. In de ribben kunnen sparingen tot  $\varnothing = 30 \text{ mm}$  worden

opgenomen, maar niet ter plaatse van de (voerspan)wapening.

**Afwerkvloer**

In verband met de toog en het verschil in toog tussen de vloerelementen onderling, is de dikte van de afwerkvloer minimaal 30 mm. De toog bij een element van 7200 mm is 10 mm. Deze toogwerking wordt veroorzaakt door de voerspanning in de ribben.

**Kosten**

De minimale kosten van het Mxb-5-skelet bedragen f 200,- per  $\text{m}^2$ . Deze prijs is inclusief stabiliteitsvoorzieningen en montage en

exclusief gevel en BTW. Bij deze prijs is uitgegaan van standaardkolommen en standaard-vloerelementen (5,4 en 7,2 m lang en 3,6 m breed) voor een gebouw met een rechthoekige plattegrond.

2 | Per dag is al gauw 800  $\text{m}^2$  te monteren

**Demontage en hergebruik**

Doordat er geen aangegoten verbindingen zijn gemaakt, is het systeem goed en eenvoudig te demonteren.

Hergebruik van de kolommen en vloerelementen is dan ook zeer goed mogelijk. ■

**Betrokkenen****leverancier:**

Matrixbouw bv, Montfoort

**fabrikant:**

Romein Beton bv, Doodewaard

**Recente referenties**

- Europese school, Bergen (NH)  
oppervlakte: ca. 1500  $\text{m}^2$
- 2 kantoor scholen, Rotterdam  
oppervlak: ca. 2300  $\text{m}^2$
- Trias College, Leeuwarden  
oppervlakte: ca. 6000  $\text{m}^2$
- Streekschool Zeeland, Middelburg  
oppervlakte: ca. 10 000  $\text{m}^2$



3 | Levering is mogelijk compleet met gevel-elementen

## Constructie &amp; uitvoering

## Utiliteitsbouw

## Bouwsystemen in de scholenbouw

## CD20

Het CD20-systeem kent al een lange geschiedenis. Het eerste gebouw dat met dit systeem is vervaardigd, dateert uit 1980. In 1982 werd de eerste school met CD20 gebouwd. Inmiddels zijn ruim 180 gebouwen op deze wijze gerealiseerd.

## Bouwsysteem

## Fundering en begane grond

De fundering en begane grond worden traditioneel uitgevoerd. In de meeste gevallen zullen dit in het werk gestorte funderingsbalken zijn met een kanaalplaatvloer als begane grondvloer. Het bouwsysteem wordt opgebouwd vanaf de begane grond.

## Vloerelementen en kolommen

De vloerelementen van dit systeem zijn van het type ribbenvloer. De ribben liggen h.o.h. 600 mm. De totale elementdikte is 200 mm; de spiegel dikte is 80 mm.

De standaardvloerelementen zijn 3600 mm breed en 5400 of 7200 mm lang. De standaardvloerelementen worden uit voorraad geleverd. Vloerelementen in andere lengten kunnen op bestelling worden gemaakt. Deze laatste elementen zijn massief (200 mm dik). De naden tussen de vloerelementen worden gevuld met een zand/cementmortel.

De kolommen van dit systeem zijn leverbaar naar keuze: 200 x 200 mm<sup>2</sup> of 300 x 300 mm<sup>2</sup>, afhankelijk van het gewenste aantal bouwlagen. De kolommen en vloerelementen worden 'koud' gestapeld.

## Montagetijd

Het systeem wordt in zeer korte tijd opgebouwd. Afhankelijk van het aantal bouwlagen, de vorm van het gebouw en eventuele afwijkingen is een montagetijd van maximaal 800 m<sup>2</sup> of twee verdiepingen per dag te realiseren. Deze montagetijd is exclusief gevelelementen.

Per vloerelement moeten minimaal twee van de vier aansluitende kolommen in twee richtingen worden geschoord. Stabiliteitswanden moeten altijd worden geschoord. Wanneer geen stabiliteitswanden worden toegepast, wordt een zogenoemd 'steileiland' gevormd. Een steileiland is een rechthoek van vier, in twee richtingen geschoorde kolommen.

## Constructieve aspecten

## Verbindingen en stabiliteit

Korte pennen aan boven- en onderzijde van de kolommen en sparingen in de vloerelementen vormen de verbindingen van dit systeem. Deze verbindingen worden aangeboten om enerzijds stabiliteit in het horizontale vlak te brengen, anderzijds om de kolom te fixeren. De stabiliteit in

het verticale vlak wordt, voor gebouwen tot en met twee bouwlagen, ontleend aan deze vloerelement-kolomverbinding, die de trekkracht op kan nemen. Dit laatste is met beproevingen aangetoond.

Voor hogere gebouwen worden in het systeem passende, geprefabriceerde betonwanden toegepast.

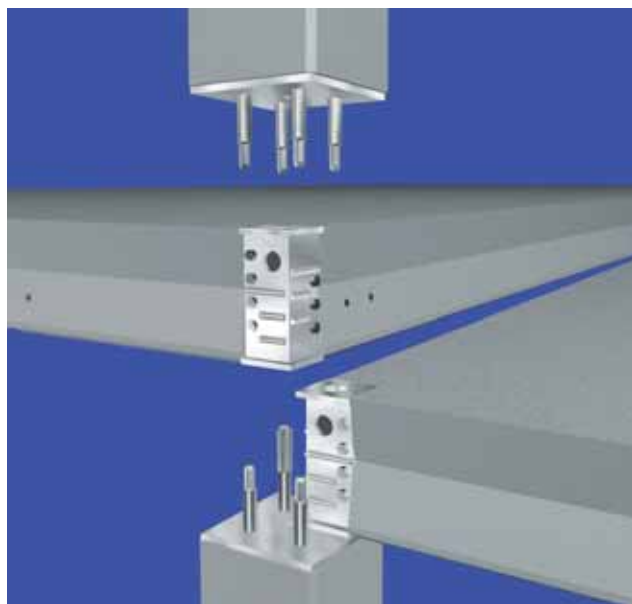
## Belastingen

De maximaal toelaatbare, variabele vloerbelasting is 4,7 kN/m<sup>2</sup>. Een hogere toelaatbare variabele vloerbelasting tot 10 kN/m<sup>2</sup> is mogelijk. Bij de pasplaten is dit ook mogelijk, omdat deze massief worden uitgevoerd.

## Brandwerendheid en aantal bouwlagen

Door kolommen van 200 x 200 mm<sup>2</sup> te gebruiken, kan met dit systeem bij een brandwerendheidseis van 60 minuten tot en met vijf bouwlagen worden gebouwd; bij een brandwerend-

7 | Visualisatie van de CD20-knoop: korte pennen aan boven- en onderzijde van de kolommen en sparingen in de vloerelementen





heidseis van 90 minuten met kolommen van  $300 \times 300 \text{ mm}^2$  tot en met tien lagen, bij een brandwerendheidseis van 120 minuten met kolommen van  $300 \times 300 \text{ mm}^2$  tot en met acht lagen.



### Sparingen

Er kunnen zowel in de spiegels als in de ribben sparingen worden gemaakt; in de ribben met een diameter tot 50 mm, ter plaatse van de spiegels met een breedte van 450 mm en een lengte van 2000 mm.

### Afwerkvloer

Doordat de toeg van de vloerelementen gering is (maximaal 7 mm) en de naden tussen de elementen worden genivelleerd, is een afwerkvloer niet noodzakelijk. Een dunne egaliseerlaag is voldoende. Wordt een gladde vloerbedekking toegepast, dan is een afwerkvloer wel aan te raden.

### Kosten

De gemiddelde kosten van het CD20-skelet bedragen f 180,- per  $\text{m}^2$  bij een oppervlakte vanaf 1000  $\text{m}^2$ . Deze prijs is inclusief stabiliteitsvoorzieningen en montage en exclusief gevel en BTW. Hierbij is uitgegaan van standaard-kolommen en standaard-vloerelementen (5,4 en 7,2 m lang en 3,6 m breed) voor een gebouw met een rechthoekige plattegrond.

### Demontage en hergebruik

Het systeem is volgens de leverancier eenvoudig te demonteren. De vloerelementen moeten worden losgedrukt van de kolommen en de hoekschoenen van de vloerelementen moeten worden uitge-

boord. Door de wijze van demontage zal de herbruikbaarheid van de kolommen per geval moeten worden gezien. De vloerelementen zijn geschikt voor hergebruik. ■

### Betrokkenen

#### leverancier:

CD20 Bouwsystemen, Utrecht

#### fabrikant:

Beton Son bv, Son en Voorbij Prefab Beton bv, Amsterdam

2 | Stevin College in Den Haag in aanbouw

3 | Trappenhuis in het Oostvaarders College te Almere

### Recente referenties

- Stevin College, Den Haag oppervlakte: ca. 4200  $\text{m}^2$
- Kaj Munck College, Hoofddorp oppervlakte: ca. 1500  $\text{m}^2$
- Dongemond College, Raamsdonksveer oppervlakte: ca. 2800  $\text{m}^2$
- Oostvaarders College, Almere oppervlakte: ca. 12 700  $\text{m}^2$
- Basisschool Tussen de Vaarten, Almere oppervlakte: ca. 1 500  $\text{m}^2$

## Constructie &amp; uitvoering

## Utiliteitsbouw

## Bouwsystemen in de scholenbouw

## SMT

SMT-Bouw is een bouwbedrijf dat sinds het einde van de jaren '70 de SMT-Bouwmethode zo veel mogelijk toepast in haar eigen turnkey bouwprojecten voor permanente en semi-permanente kantoren en scholen, alsmede in projecten van collega bouwbedrijven die niet over een eigen betonnen bouwsysteem beschikken. Aanvankelijk bedroeg de breedtemoduul 2,4 m. Het eerste gebouw in het huidige systeem heeft een breedtemoduul van 3,6 m en dateert uit 1985. Inmiddels is ook een moduul van 3,75 m leverbaar, speciaal ontwikkeld voor de scholenbouw. Tot nu toe zijn meer dan zeventig gebouwen met dit systeem gerealiseerd.

1 | Aan de boven- en onderzijde van de kolom zijn pasbussen ingestort, waarin passende losse pennen worden geplaatst



## Bouwsysteem

## Fundering en begane grond

Als dit wordt gewenst, kan voor de begane grond een geïsoleerd vloerelement worden geleverd. Vanwege de vorm van fundering en begane grond wordt de begane grond echter meestal traditioneel uitgevoerd, bijvoorbeeld met kanaalplaten. Hieraan liggen vaak kostentechnische overwegingen ten grondslag.

## Vloerelementen en kolommen

Het systeem heeft vloerelementen van het type TT met een totale dikte ter plaatse van de ribben van 400 mm. Er zijn twee langsribben per plaat aanwezig. De dikte van de spiegel tussen de ribben is 100 mm; ter plaatse van de opleg-



ging en de rand buiten de ribben is de spiegeldikte 160 mm. De standaard-vloerelementen zijn 3600 mm breed en 5400 of 7200 mm lang. Naast de standaardmaatvoering zijn uitkragingen tot 1,80 m mogelijk, alsmede schuine vloerelementen en aangepaste maten

kleiner dan de genoemde standaardmaten.

Speciaal voor de scholenbouw is ook een moduul van 3,75 m leverbaar. De vloerelementen bij deze moduulmaat zijn 5625 en 7500 mm lang.

Er zijn ook elementen leverbaar met een lengte van 3600 en 3750 mm. Deze elementen zijn massief en hebben een dikte van 160 mm. Deze dikte geldt ook voor elementen met een lengte van 7200 en 7500 mm, die een extra ondersteuning hebben op de helft van de lange zijde.

De naden tussen de vloerelementen worden gevuld met een zand/cementmortel.

De kolommen zijn in dit systeem 250 x 250 mm<sup>2</sup>. Er zijn ook ronde kolommen leverbaar. Zowel de kolommen als de vloerelementen worden op 5 mm neopreen opgelegd.

## Montagetijd

Het SMT-systeem wordt in korte tijd opgebouwd. Afhankelijk van het aantal bouwlagen, de vorm van het gebouw en eventuele afwijkingen is een montagetijd van 1250 m<sup>2</sup> per week, inclusief gevelelementen, te realiseren. Exclusief gevelelementen is dit maximaal 2500 m<sup>2</sup> per week.

Alle kolommen moeten in twee richtingen worden geschoord tijdens de montage van het skelet.

## Constructieve aspecten

## Verbindingen en stabiliteit

Aan de boven- en onderzijde van de kolom zijn pasbussen ingestort, waarin passende losse pennen worden geplaatst. De vloerelementen (met sparingsbus) vallen over deze pennen heen.

Het systeem wordt per drie à vier bouwlagen droog gestapeld. De hierna volgende laag wordt opnieuw op hoogte gesteld.

2 | De vloerelementen (met sparingsbus) vallen over de pennen heen

## Constructie &amp; uitvoering

## Utiliteitsbouw

Vervolgens worden weer drie à vier lagen droog gestapeld enz. De verbindingen van de kolommen met de vloerelementen worden aangegoten met krimp-vrije mortel. Hierdoor is tevens de stabiliteit in het horizontale vlak verzekerd. De stabiliteit in het verticale vlak wordt verzorgd door geprefabriceerde betonwanden, die in het bouwsysteem passen.

**Belastingen**

De toelaatbare variabele vloerbelasting is  $4,65 \text{ kN/m}^2$  bij een lengte van 7,2 m. Dit is inclusief het gewicht van een egaliseerlaag. Met extra wapening in de ribben is een toelaatbare variabele vloerbelasting van 5 à  $6 \text{ kN/m}^2$  haalbaar.

**Brandwerendheid en aantal bouwlagen**

Met het SMT-systeem kan men bij een brandwerendheidseis van 90 minuten tot en met zes bouwlagen bouwen, afhankelijk van de overspanningen en de belastingen. In dat geval is de maximale kolombelasting:  $P_{\text{rep}} = 1000 \text{ kN}$ . Geldt een brandwerendheidseis van 120 minuten, dan moet de kolomdoorsnede worden vergroot.

**Sparingen**

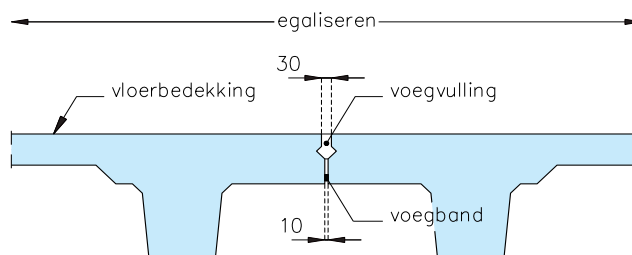
Tussen de twee ribben in kunnen de grote sparingsen worden gemaakt. In overleg met de leverancier zijn ook nabij de opleggingen enkele kleine sparingsen mogelijk.

**Afwerkvloer**

Doordat voorspanwapening en dus een toeg ontbreekt, is een afwerkvloer niet noodzakelijk. De vloerelementen worden van een kleine zeeg voorzien om uit te sluiten dat ze doorbuigen ten gevolge van het eigen gewicht. Afhankelijk van de keuze van de bovenvloer dienen de vloerelementen al dan niet gedeeltelijk geëgaliseerd te worden. De aan-gebrachte zeeg zorgt ervoor dat de vloer in de praktijk vlak blijft. De naden tussen de vloerelementen



3 | Plaatsing van de kolom compleet de verbinding



4 | Detail over de vloerelementen

worden (tot de halve dikte van het element) gevuld met zand/cementmortel.

**Kosten**

Vanaf  $1000 \text{ m}^2$  is het skelet (kolommen en vloeren) leverbaar vanaf  $f 195,-$  per  $\text{m}^2$ . Deze prijs is inclusief stabiliteitsvoorzieningen en montage en exclusief gevel en BTW. Bij deze prijs is uitgaan van standaardkolommen en standaard-vloerelementen van 5,4 en 7,2/7,5 m lang en 3,6 m breed voor een gebouw met een rechthoekige plattegrond.

**Demontage en hergebruik**

Het SMT-systeem is volgens de leverancier gemakkelijk te demonteren. Doordat geen dek-vloer wordt gebruikt, hoeft deze niet te worden verwijderd en zijn de hijsogen gemakkelijk traceerbaar na verwijdering van de vloer-

bedekking. De doken worden middels een boorgat spanningsvrij gemaakt, waarna de kolommen en vloeren van elkaar kunnen worden gescheiden. ■

**Betrokkenen****leverancier:**

SMT-Bouw bv, 's-Hertogenbosch

**fabrikant:**

De Aam bv, Elst

**Recente referenties**

- Damland College, Zaandam  
Oppervlakte: ca.  $13\,000 \text{ m}^2$
- Scholencomplex 'De Rooi Pannen', Tilburg
- Vakschool Wageningen
- Uitbreiding Economisch College, Zaandam
- Cals College, IJsselstein

## Constructie &amp; uitvoering

Utiliteitsbouw

## Bouwsystemen in de scholenbouw

## Bestcon

Het Bestcon-systeem is ontwikkeld in 1989 als Bestcon-30. Het eerste gebouw dateert uit 1990. Inmiddels zijn er ruim dertig gebouwen gerealiseerd. Gezien de toenemende vraag naar gebouwen met andere stramienmaten en afwijkende gedeelten, is in 1995 het Bestcon-60-systeem ontwikkeld.



7 | Videconstructie in het Bestcon-30-systeem

foto: Rien van Rijthoven, Breda

## Bouwsysteem Bestcon-30

## Fundering en begane grond

De fundering en begane grond worden traditioneel uitgevoerd. In de meeste gevallen zullen dit in het werk gestorte funderingsbalken zijn met een kanaalplaatvloer als begane-grondvloer. Het bouwsysteem wordt opgebouwd vanaf de begane grond.

## Vloerelementen en kolommen

De vloerelementen van het Bestcon-30-systeem zijn van het type cassettevloer. Ze zijn 250 mm dik. De cassettes zijn vierkant met afmetingen van 1200 x 1200 mm<sup>2</sup>. De spiegeldikte is 80 mm. De breedte kan variëren tussen 3600 en 3900 mm; de lengte tussen 5400 en 5700 mm, alsmede tussen 7200 en 7500 mm. Ook lengtematen tussen 5400 tot 7200 mm kunnen worden gele-

verd. Dit wordt gerealiseerd door de laatste cassette weg te laten en een massief gedeelte in te voegen of eventueel door tijdelijk een andere cassette te gebruiken.

De naden tussen de vloerelementen worden gevuld met een zand/cementmortel.

De kolommen zijn standaard vierkant 300 x 300 mm<sup>2</sup>. Afwijkende doorsneden en afmetingen zijn mogelijk (rechthoekig, rond of slanker; bijv. 200 x 200).

De kolommen worden 'koud' gestapeld op de stalen taats van de kolommen van de onderliggende verdieping. De vloerelementen worden op 5 mm neopreen opgelegd.

## Montagetijd

Het systeem wordt in korte tijd opgebouwd. Afhankelijk van het aantal bouwlagen, de vorm van

het gebouw en eventuele afwijkingen is een montagetijd van 300 m<sup>2</sup> per dag te realiseren. Deze montagetijd is inclusief gevelelementen, trappen enz.

Alle kolommen moeten in twee richtingen worden geschoord tijdens de montage van het skelet, totdat de volgende verdieping is aangebracht.

## Constructieve aspecten

## Verbindingen en stabiliteit

Vier draadeinden aan de bovenzijde van een kolom en gaines in de vloerelementen vormen de verbindingen bij dit systeem. Het systeem wordt droog gestapeld en de verbindingen van de kolommen met de vloerelementen worden aangegoten met krimp-vrije mortel. Met deze verbinding is tevens de stabiliteit in het horizontale vlak verzorgd.

De stabiliteit in het verticale vlak wordt verzorgd door geprefabriceerde betonwanden, die in het bouwsysteem passen. Meestal verzorgt echter de gevel de verticale stabiliteit. In het standaard-systeem worden dan de kolommen in de gevel vervangen door

## Recente referenties

- Scholengemeenschap Northgo, Noordwijk oppervlakte: ca. 5000 m<sup>2</sup>
- Hogeschool Enschede sector Economie oppervlakte: ca. 2250 m<sup>2</sup>
- Chr. Scholengemeenschap Castellum, Alphen a/d Rijn oppervlakte: ca. 1000 m<sup>2</sup>
- Basisschool Goverwelle, Gouda oppervlakte: ca. 2400 m<sup>2</sup>

## Constructie &amp; uitvoering

## Utiliteitsbouw

dragende betonnen binnenspouwbladen van 140 mm dikte.

Ook stalen portalen of windverbanden kunnen de stabiliteit verzorgen.

**Belastingen**

De toelaatbare variabele vloerbelasting van de standaard-vloerelementen bedraagt 4 kN/m<sup>2</sup>. Met extra (traditionele) wapening kan de toelaatbare variabele vloerbelasting, in overleg met de leverancier, worden verhoogd.

**Brandwerendheid en aantal bouwlagen**

De constructie kan een brandwerendheidseis van 90 minuten of minder weerstaan. Bij hogere gebouwen (de laatste 'verblijfplaats' ligt hoger dan 13 m) geldt een brandwerendheidseis van 120 minuten. In dat geval kunnen de afmetingen van de elementen worden aangepast, en daarmee de dekking vergroot.

**Sparingen**

Sparingen kunnen uitsluitend in de spiegels worden gemaakt en kunnen na de montage worden aangebracht. In de ribben kunnen wel sparings worden opgenomen, namelijk tot Ø = 30 mm, maar ter plaatse van de voorspanwapening kan dit niet.

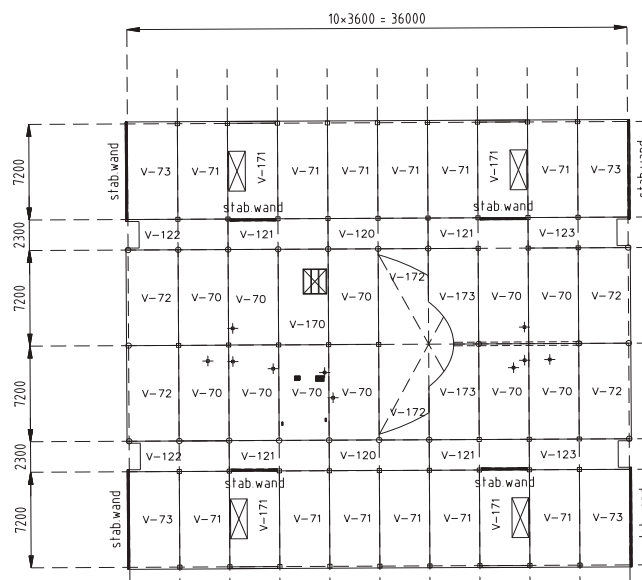
**Afwerkvloer**

In verband met de toog (ten gevolge van de voorspanning) en het verschil in toog tussen de vloerelementen onderling, is de dikte van de afwerkvloer minimaal 40 mm. De toog bij een element van 7200 mm is 18 à 20 mm.

**Kosten**

De gemiddelde kosten van het skelet bedragen minimaal f 200,- per m<sup>2</sup> bij een oppervlakte vanaf 1000 m<sup>2</sup>.

Deze prijs is inclusief stabiliteitsvoorzieningen en montage en exclusief gevel en BTW. Bij deze prijs is uitgegaan van standaard-kolommen (300 x 300 mm<sup>2</sup>) en



2 | Legplan van de eerste verdieping, waarin de vide is uitgespaard

standaard-vloerelementen (5,4 en 7,2 m lang en 3,6 m breed) voor een gebouw met een rechthoekige plattegrond.

**Demontage en hergebruik**

Het Bestcon-30-systeem is demonteerbaar. De kolommen moeten worden losgetrokken en de gains van de vloerelementen en de kolommen moeten worden uitgeboord. Door deze wijze van demontage zijn de kolommen niet geschikt voor hergebruik; de vloerelementen zijn daarvoor nog wel geschikt.

Er zijn demontabele verbindingen ontwikkeld, die incidenteel al zijn toegepast. De kostprijs hiervan ligt hoger dan van de traditionele verbinding. Opdrachtgevers zullen hier dus bewust voor moeten kiezen.

**Bouwsysteem Bestcon-60**

Dit systeem vertoont veel overeenkomsten met Bestcon-30. Er wordt hier echter geen gebruik gemaakt van een cassettevloer, maar van een massieve voorgespannen vloer van 200 mm dik. Om gewicht te besparen wordt 100% lytag toegepast in plaats van grind.

Het grote voordeel van de Bestcon-60-vloer is zijn hoge mate van flexibiliteit. De lengte, breedte en dikte zijn in principe variabel. Bij een overspanning van 7,2 m hoort wel een dikte van 200 mm. De overspanning kan traploos oplopen naar ca. 8,5 m (vloerdikte wordt dan 220 à 230 mm). Ook is het mogelijk om de vloer te laten uitkragen. Er zijn al projecten gerealiseerd met een uitkragende vloer van 1,8 m.

Door het ontbreken van cassettes zijn sparings zeer eenvoudig aan te brengen. Iedere sparing is mogelijk, mits deze constructief nog in de vloer opgenomen kan worden. De sparing wordt rondom gewapend.

Verder hoeft een vloer niet rechthoekig te zijn: ook ronde beëindigingen of spievormige vloeren zijn mogelijk. Recentelijk is een project verworven waar dergelijke schegvormige vloeren een rond gebouw mogelijk maken. ■

**Betrokkenen****leverancier én fabrikant:**

IBC Betonbouw bv, Best

## Constructie &amp; uitvoering

## Utiliteitsbouw

## Bouwsystemen in de scholenbouw

## Moducon-2000

Het Moducon 2000 systeem is een snel droog en modulair bouwsysteem. Het is enkele jaren geleden ontwikkeld voor het produceren van gebouwen op een wijze die in overeenstemming is met andere industrietakken; minder ambachtelijk en met een maximale verschuiving van het productieproces van de bouwplaats naar de fabriek. Er zijn tot op heden diverse gebouwen in dit systeem vervaardigd.



1 | Plaatsing van een vloerelement

## Bouwsysteem

## Fundering en begane grond

De fundering en begane grond worden traditioneel uitgevoerd. In de meeste gevallen zullen dit in het werk gestorte funderingsbalken zijn met een kanaalplaatvloer als begane-grondvloer. Het bouwsysteem wordt opgebouwd vanaf de begane grond.

Daarnaast is een vloerelement van het bouwsysteem in ontwikkeling dat voorzien is van isolatie aan de onderzijde. Dit element kan op de begane grond worden toegepast.

## Vloerelementen en kolommen

De vloerelementen van het systeem zijn van het type cassette, met een totale dikte van 320 mm ter plaatse van de langsribben en van 200 mm ter plaatse van de dwarsribben. De langsribben liggen h.o.h. 1200 mm, de dwars-



ribben h.o.h. 1800 mm. De dikte van de spiegel is 80 mm. De vloerelementen zijn 3600 mm breed, de lengte is 5400 of 7200 mm. Ze zijn traditioneel gewapend. De naden tussen de vloerelementen zijn niet gevuld.

De kolommen zijn in dit systeem 300 x 300 mm<sup>2</sup>. Zowel de kolommen als de vloerelementen worden op 5 mm neopreen opgelegd.

## Montagetijd

Het systeem wordt in redelijk korte tijd opgebouwd. Afhankelijk van het aantal bouwlagen, de vorm van het gebouw en eventuele afwijkingen is op dit moment een montagetijd van 1000 m<sup>2</sup> per week te realiseren. Deze montagetijd is exclusief gevelelementen.

Alle kolommen moeten in twee richtingen worden geschoord tijdens de montage van het skelet.

## Constructieve aspecten

## Verbindingen en stabiliteit

De vier pennen aan de bovenzijde van een kolom en de sparingen in de vloerelementen vormen de verbindingen. De verbindingen van de kolommen met de vloerelementen worden aangegoten met

krimparme mortel. De volgende kolom, met pasbussen aan de onderzijde, valt over de pennen heen. Met deze verbinding is tevens de stabiliteit in het horizontale vlak verzorgd. De stabiliteit in het verticale vlak wordt

## Constructie &amp; uitvoering

## Constructief ontwerp

verzorgd door geprefabriceerde betonwanden die in het bouwsysteem passen.

**Belastingen**

De toelaatbare variabele vloerbelasting van de standaard-vloerelementen is  $4 \text{ kN/m}^2$ . Met extra (traditionele) wapening is, in overleg met de leverancier, een hogere toelaatbare belasting mogelijk.

**Brandwerendheid en aantal bouwlagen**

Met het systeem kan bij een brandwerendheidseis van 90 minuten tot en met tien bouwlagen worden gebouwd, afhankelijk van de overspanningen en de belastingen.

Geldt een brandwerendheidseis van 120 minuten, dan is bouwen tot en met acht bouwlagen mogelijk.

**Sparingen**

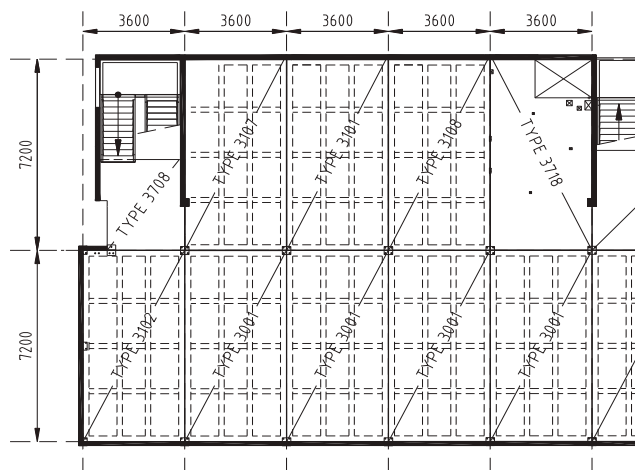
Sparingen kunnen uitsluitend in de spiegels worden gemaakt. Deze kunnen in de fabriek en na de montage worden aangebracht. In de ribben kunnen sparings tot een diameter van 60 mm worden opgenomen.

**Afwerkvloer**

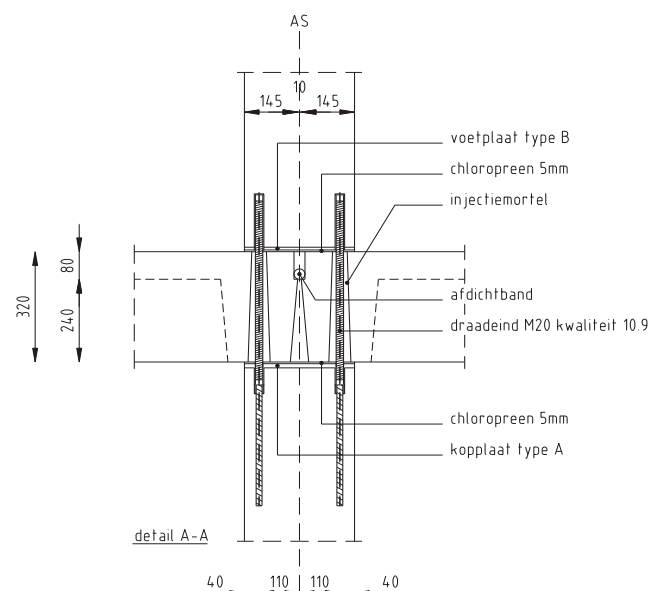
Een afwerkvloer is niet noodzakelijk, doordat voorspanwapening en dus een toeg ontbreekt. De vloerelementen worden van een kleine zeeg voorzien, om doorbuiging ten gevolge van het eigen gewicht te elimineren. De vloer dient wel te worden geëgaliseerd met een dunne egaliseerlaag.

**Kosten**

De gemiddelde kosten van dit skelet bedragen minimaal f 210,- per  $\text{m}^2$  bij een oppervlakte vanaf  $1000 \text{ m}^2$ . Bij deze prijs is uitgegaan van standaard-kolommen en -vloerelementen (5,4 en 7,2 m lang en 3,6 m breed). De prijs is inclusief stabiliteitsvoorzieningen en montage; tegen meerkosten uit te breiden met levering en montage van gevels, trappen, bordessen enz.



4 | Legplan van het systeem



3 | Standaarddetail

**Demontage en hergebruik**

Het systeem is volgens de leverancier met geringe moeite te demonteren. De kolommen moeten worden losgetrokken van de pennen en van de vloerelementen moeten de hoeken worden uitgeboord. De pennen moeten wel worden ingevet om vastroesten te voorkomen. Als op deze wijze wordt gedemonteerd, zijn de kolommen en vloerelementen geschikt voor hergebruik. ■

**Betrokkenen****leverancier:**

De Boo Maastricht bv, Maastricht

**fabrikant:**

Marmorith nv, Houthalen

**Recente referenties**

- Sigma College, Maastricht
- Haagland College, Den Haag

Constructie & uitvoering  
UtiliteitsbouwKantoorgebouw Q-PORT, Teleport Amsterdam Sloterdijk  
**Verdraaide stabiliteit**

ir. S. Hofman, Pieters Bouwtechniek Utrecht BV

*De vorm van een gebouw heeft invloed op de aard en afmetingen van de constructie. Ervaring helpt ons, vooruitlopend op de berekening, in te schatten wat deze invloed is. Het wordt anders als de geometrie op een andere wijze het krachtenspel dicteert. Vuistregels zullen dan misschien niet meer opgaan.*

7 | Impressie van het  
gebouw

2 | Situatietekening

Momenteel verrijst in Amsterdam op kantorenpark 'Teleport' nabij station Sloterdijk het kantoorgebouw 'Q-PORT'. Dit gebouw is gelegen naast het kantoor van de belastingdienst (het 'boek van Bonnema') en volgt deels diens geometrie. De bovenbouw doorkruist onder een hoek het onderliggende gebouw (fig. 1). Hierdoor ontstaan veel verschillende verdiepingsplattegronden en een relatief complexe constructie. Onderwerp van dit artikel is de afdracht van de horizontale belasting die, doordat de stabiliteits-elementen gedraaid in de bovenbouw staan, in het bijzonder de aandacht vroeg.

**Bouwkundig ontwerp**

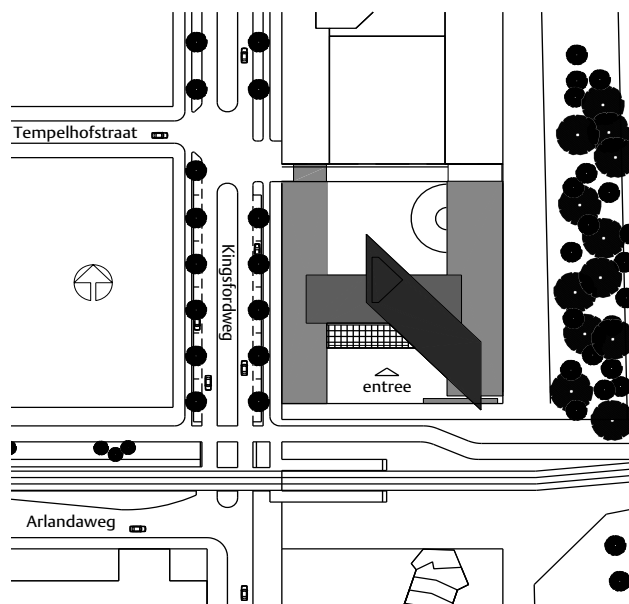
Het gebouw bestaat uit vier geïntegreerde delen met een totaal kantooroppervlak van circa 15 000 m<sup>2</sup>. Aan de Kingsfordweg vormt het gebouw een doorlopende plint met de laagbouw

van het naastgelegen belastingkantoor (fig. 2). De onderste twee lagen hebben een terugliggende

gevel en zijn plaatselijk geheel open. Deze openingen vormen een verbinding met de entree van het gebouw en de parkeergarage. Aan de achterzijde, aan het dijklichaam van de ringweg A10, bevindt zich de bovengrondse parkeergarage, met hierin 123 parkeerplaatsen verdeeld over drie verdiepingen.

De toegang van het gebouw ligt tussen deze beide delen in aan de zuidkant. Een glazen gevel met hierachter een atrium, loopt onder het plintgebouw door de hoek om. Boven dit gedeelte bevindt zich het grootste en meest opvallende bouwdeel.

Boven de vijfde verdieping is de plattegrond ten opzichte van de andere delen over een hoek van 45 graden in het platte vlak gedraaid. Door deze draaiing komt de ruitvormige plattegrond van de toren deels vrij van de onderbouw. Vanaf het vijfde niveau telt dit deel elf bouwlagen; de totale bouwhoogte komt hiermee op 60 m.



## Constructie & uitvoering

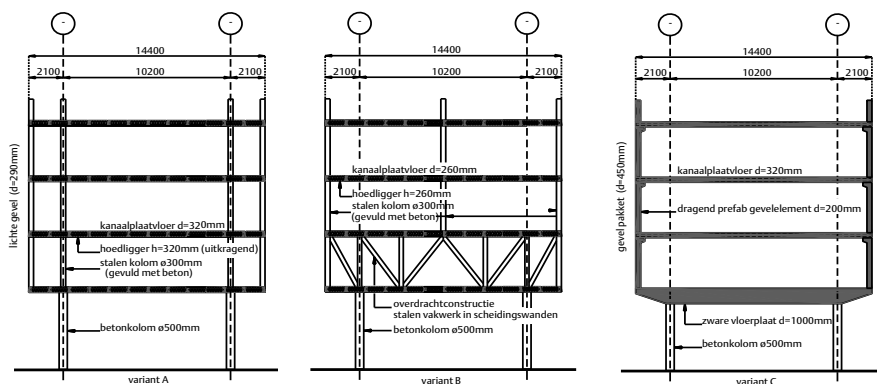
### Utiliteitsbouw

#### Constructief ontwerp

De uitvoering van de, ten opzichte van de onderbouw verdraaide bovenbouw is van invloed op de opbouw van de gehele constructie. Daarvoor zijn drie alternatieven ontwikkeld (fig. 3):

- Doorgaande kolommen met hierover uitkragende, geïntegreerde liggers en een lichte gevel.
- Over de onderste bouwlaag een verdiepinghoge vakwerkligger met hierboven een lichte constructie met een middensteunpunt.
- Op het laagste niveau een zware plaatvloer met hierop dragende gevelelementen.

Uitgangspunt hierbij was dat de constructie onder de bovenbouw moet overeenkomen met de stramien van het onderliggende gebouw. Hierdoor zijn de posities van de kolommen onder de toren bepaald. De kolommen bevinden zich, ten opzichte van de toren, 2 m binnen de gevellijn en staan circa 10 m hart op hart. De alternatieven verschillen alleen in de wijze van belastingsafdracht naar deze steunpunten. Een kolomvrije kantoorruimte was een belangrijke wens van de opdrachtgever en uiteindelijk doorslag-



gevend om het derde alternatief verder uit te werken.

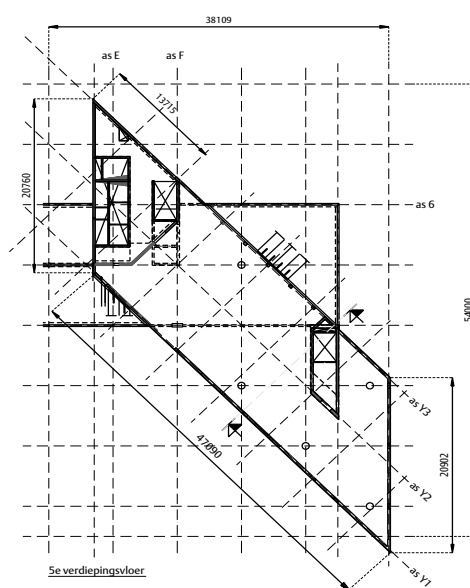
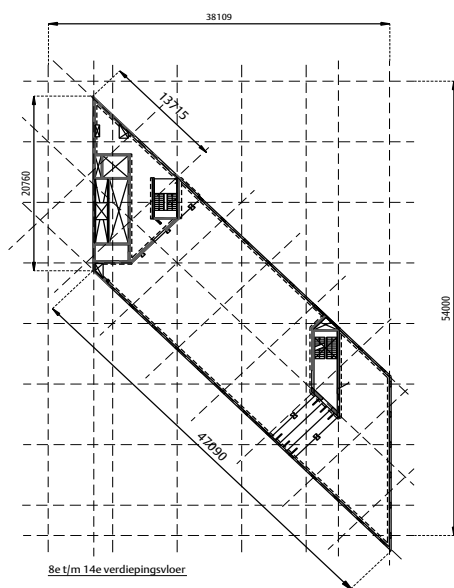
De betonnen binnenspouwbladen dragen kanaalplaatvloeren die van gevel tot gevel vrij overspannen (fig. 4). De in het werk gestorte betonvloer van één meter dikte op het vijfde verdiepingsniveau doet dienst als overgangconstructie (fig. 5). De betonvloer is voorzien van voorspanning om de belasting uit de gevel op de rand van de plaat naar de steunpunten over te brengen (fig. 6). Mede gezien de beperkte ruimte op de bouwplaats en de gewenste korte bouwtijd is ervoor gekozen de constructie verder zoveel mogelijk uit geprefabriceerde ele-

menten op te bouwen (foto 7). De bouwdelen onder de toren zijn, rondom de kolommen van de bovenbouw, ook opgebouwd uit dragende gevelelementen en plaatvloeren. De onderste twee lagen van het plintgebouw en het entreegebouw met de grotendeels glazen gevel doorbreken het draagsysteem; hier worden de gevelelementen vervangen door kolommen en balken (fig. 8). De vloer van de parkeergarage heeft een zestien meter vrije overspanning, uitgevoerd met TT liggers (foto 9).

#### Stabiliteit van de toren

De horizontale belastingsafdracht van de toren wordt beïnvloed door de draaiing ten opzichte van de

3 | Drie alternatieven voor de constructie van de bovenbouw

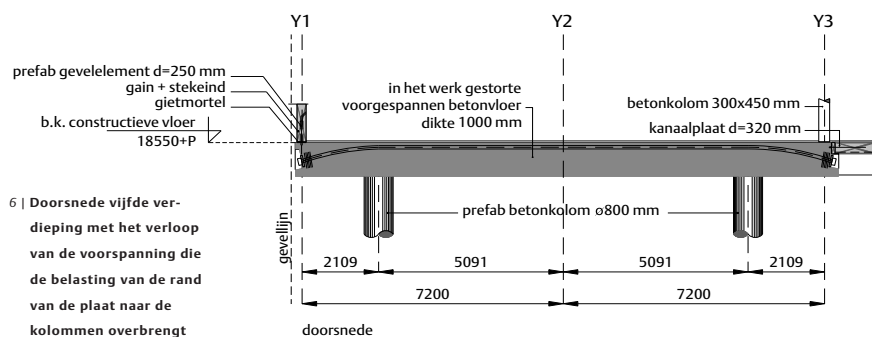


4 | Standaardplattegrond 8ste - 14de verdieping (fig. links)

5 | De één meter dikke betonnen plaat op de vijfde verdieping dient als overdrachtsconstructie tussen de boven- en onderbouw (fig. rechts)

## Constructie &amp; uitvoering

## Utiliteitsbouw



7 | Montage van de 18 m lange kolom die de vijfde verdieping ondersteunt. De kolom is uit twee delen opgebouwd (foto links)

9 | Montage van de derde verdieping met links de garage (foto rechts)



een kracht in de gevelelementen (fig. 10). Deze krachtsverdeling resulteert in ongeveer 50% meer belasting in de kleine kern ten gevolge van de wind. In de uiterste grenstoestand levert dit trekspanningen op, wat gezien de redelijke verhouding van de kern ten opzichte van het gebouw ( $h_{\text{kern}} : h_{\text{gevel}} \sim 1 : 6$ ), niet erg voor de hand liggend is.

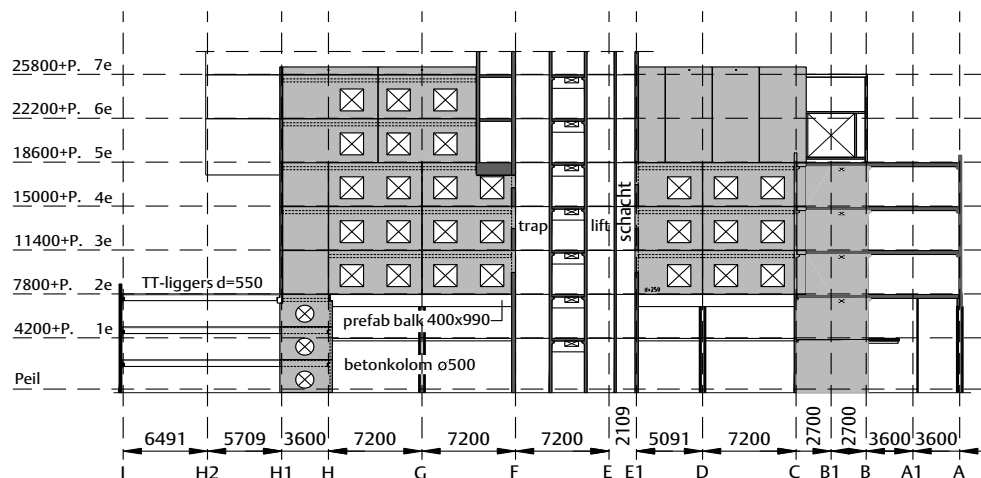
De vergroting van de reactiekrachten is echter niet het enige

basis. Doordat de oriëntatie van de kernen in het gebouw strookt met de assen van de onderbouw, bevinden de kernen zich gedraaid in de plattegrond van de bovenbouw. Deze draaiing zorgt voor een toename van de optredende reactiekrachten én van de vervormingen.

De stabiliteit van de toren wordt verzorgd door twee kernen en de gevelelementen van de langsgevels. De twee kernen staan niet haaks op de gevel van de bovenbouw. Windbelasting loodrecht op de gevel van de toren leidt bij ontbinding daarom tot een vergrote kracht in beide kernen en

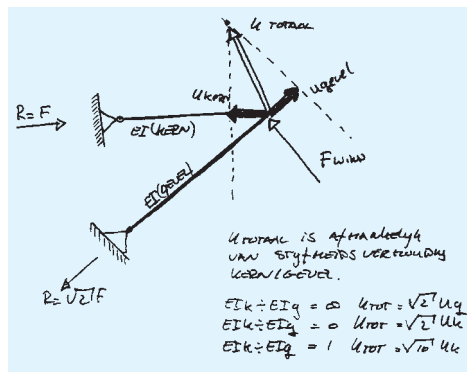
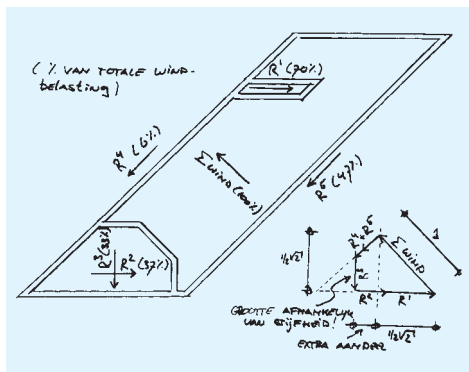
ongunstige effect. Doordat de stijfheidselementen niet haaks op elkaar staan, treedt tevens een pendeffect op: behalve een verplaatsing in de richting van de as van de elementen, tevens een verplaatsing loodrecht hierop. De totale verplaatsing wordt daardoor aanmerkelijk groter.

8 | Gevel op as 6: de onderste twee lagen doorbreken het draagsysteem; hier worden de gevelelementen vervangen door kolommen en balken



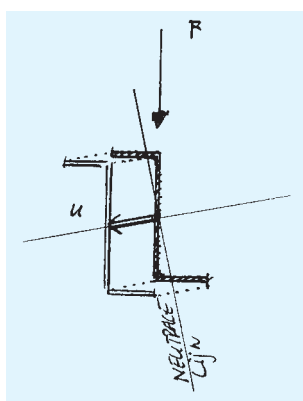
## Constructie & uitvoering

### Utiliteitsbouw



10 | Krachtenschema van de bovenbouw bij windbelasting loodrecht op de gevel (fig. links)

12 | Het pendelen van de kleine kern schematisch weergegeven (fig. rechts)



gevelelementen in de onderbouw. Om de uitbuiging goed te kunnen voorspellen is een uitgebreide analyse van de stabiliteit van de kernen en hun fundering uitgevoerd. De plattegronden van de toren en de onderbouw met de verschillende elementen en hun stijfheid zijn in een raamwerkprogramma ingevoerd. De verplaatsing aan de top van de kleine kern kwam uit op circa 110 mm en voldoet daarmee aan de voorschriften.

### Stand van zaken

Momenteel bevindt het werk zich in het laatste stadium van de ruwbouw. De in het werk gestorte vloer van de toren is vlak voor het einde van het jaar gestort (foto 13). Terwijl de elementen van de elf bovenbouwlagen worden geplaatst, wordt de vijfde verdiepingvloer in drie fasen voorgespannen. Naar verwachting zal eind april het hoogste punt worden bereikt, waarna aan de afbouw kan worden begonnen. De oplevering is volgens planning eind 2001. ■

Een bekend voorbeeld van dit effect is de grote horizontale verplaatsing van een Z-profiel in zijn zwakke richting, bij belasting in verticale richting (fig. 11). Vooral bij de kleine kern, die nagenoeg geen stijfheid over zijn zwakke as heeft, treedt dit op. De richting en grootte van de verplaatsing zijn daarbij afhankelijk van de stijfheidsverhouding tussen de elementen en resulteren bij de kleine kern in een circa 50% grotere verplaatsing (fig. 12).

Gezien deze beide effecten zou de dimensie van een kern aanzienlijk groter moeten zijn dan bij een gebouw van deze hoogte te verwachten is. Om de afmetingen te beperken is overwogen de meest kritische kern te voorzien van voorspanning. Er is evenwel voor gekozen de kleine kern te steunen door hem te koppelen aan enkele

### Projectgegevens

#### opdrachtgever:

Hugenholtz Project Groep, Naarden

#### architect:

S.2 Architecten, Benthuisen, i.s.m.

Hooper Architects, Tilburg

#### constructeur:

Pieters Bouwtechniek Utrecht

#### installaties (W):

BR Installatietechniek, Den Haag

#### installaties (E):

Terberg Installatiebedrijf, IJsselstein

#### aannemer:

Hillen en Roosen, Amsterdam

#### prefab beton:

Hurks Beton, Veldhoven

11 | De horizontale verplaatsing van een Z-profiel bij belasting in verticale richting

13 | Bovenaanzicht tijdens het stort van de vijfde verdiepingvloer  
foto's: Marcel Smit



IFD-kantoor Delftechpark

# Ontwikkeling demontabel en aanpasbaar constructiesysteem

prof.ir. F. van Herwijnen, ABT Adviesbureau voor Bouwtechniek BV, Velp / Delft; TU Eindhoven, faculteit Bouwkunde, vakgroep Constructief Ontwerpen

3D-illustraties: Edwin de Ferrante

De toepassing van het gedachtegoed van Industrieel, Flexibel en Demontabel (IFD-)bouwen bij het ontwerpen van draagconstructies voor de woning- en utiliteitsbouw is één van de speerpunten van onderzoek binnen de vakgroep Constructief Ontwerpen van de Technische Universiteit Eindhoven. In samenwerking met ABT (ir. Peter Luijendijk) is een demontabel en aanpasbaar constructiesysteem voor kantoorgebouwen ontwikkeld, dat wordt toegepast in een kantoorgebouw voor ABT/Damen Consultants op het Delftechpark in Delft. Alvorens het systeem te beschrijven wordt eerst een beeld gegeven van reeds bestaande bouwsystemen in beton en wordt nader ingegaan op het principe van IFD-bouwen.

In de jaren zeventig zijn, mede op instigatie van het Ministerie van Onderwijs en Wetenschappen, nieuwe bouwsystemen ontwikkeld voor de draagconstructie van school- en kantoorgebouwen. Deze systemen hadden alle tot doel: korte bouwtijd, eenvoudige (de-)montage en kleine constructiehoogte. De meeste van de toen ontwikkelde systemen, maar ook die van latere datum, hebben als gemeenschappelijk kenmerk dat ze bestaan uit geprefabriceerde standaard-vloerelementen en -kolommen, waarmee in korte tijd een draagstructuur kan worden gerealiseerd. Opvallend is dat al

deze systemen gebruikmaken van in de hoekpunten direct op kolommen opgelegde vloerplaten, dus zonder tussenkomst van vloerbalken.

In 1996 is door de Rijksgebouwendienst een brochure uitgebracht over de op dat moment op de markt zijnde bouwsystemen in geprefabriceerd beton [1]. De brochure geeft een omschrijving van elk systeem, geïllustreerd met foto's en tekeningen, en vergelijkt de bouwsystemen met elkaar. Het betreft hier de systemen: Mxb-5, CD20, SMT, Bestcon en Moducon-2000. Ook Cement heeft hieraan

aandacht besteed [2]. In tabel 1 worden enkele van belang zijnde aspecten c.q. eigenschappen weergegeven; de kosten variëren van f180,-/m<sup>2</sup> (CD 20) tot f210,-/m<sup>2</sup> (Moducon-2000), inclusief montage en stabiliteitsvoorzieningen, exclusief BTW (prijspeil 1996). In vrijwel alle gevallen wordt voor de fundering en begane-grondvloer een traditionele oplossing met betonnen funderingsbalken en voorgespannen kanaalplaten toegepast.

De systemen onderscheiden zich van elkaar door de mate waarin de onderdelen (vloerplaten en kolommen) gedemonteerd kunnen worden en geschikt zijn voor hergebruik. Mxb-5 is eenvoudig te demonteren omdat er geen aangegoten verbindingen zijn toegepast; de elementen worden met voorspanbouten aan elkaar verbonden. Moducon-2000 is te demonteren door de kolommen los te trekken van de (vóór montage ingevette)

Tabel 1 | Vergelijking bouwsystemen in beton

|                                        | Mxb-5            | CD20          | SMT           | Bestcon-30        | Moducon-2000      |
|----------------------------------------|------------------|---------------|---------------|-------------------|-------------------|
| vloeroverspanning (mm)                 | 5400/7200        | 5400/7200     | 5400/7200     | 5400/5700         | 5400/7200         |
|                                        |                  | 5625/7500     | 7200/7500     |                   |                   |
| kolomafstand = breedte vloerplaat (mm) | 3600             | 3600          | 3600 of 3750  | 3600 of 3900      | 3600              |
| type vloerelement                      | ribcassettevloer | ribbenvloer   | TT-vloer      | cassettevloer     | cassettevloer     |
| constructiedikte d (mm)                | 320              | 200           | 400           | 250               | 320               |
| kolomafmetingen (mm <sup>2</sup> )     | 200 x 200        | 200 x 200     | 250 x 250     | 300 x 300         | 300 x 300         |
|                                        | 300 x 300        | 300 x 300     | rond          | 200 x 200         |                   |
| voegen tussen vloerplaten              | niet gevuld      | mortel gevuld | mortel gevuld | mortel gevuld     | niet gevuld       |
| vloerbelasting (kN/m <sup>2</sup> )    | 4,00             | 4,70          | 4,65          | 4,0               | 4,0               |
|                                        | (tot max. 10)    | (tot max. 10) | (tot max. 6)  | (eventueel hoger) | (eventueel hoger) |
| sparingen                              | in spiegels      | in spiegels   | tussen ribben | tussen ribben     | in spiegels       |
|                                        |                  | B < 450       |               | max. 800          |                   |
| verbinding vloerplaat-kolom            | voorspanbouten   | aangegoten    | aangegoten    | aangegoten        | aangegoten        |
| toeg door voorspanning (mm)            | 10               | < 7           | geen          | 18 à 20           | geen              |
| afwerkvloer (mm)                       | 30               | niet nodig    | niet nodig    | 40                | niet nodig        |

pennen en door het uitboren van de hoeken van de vloerelementen. De kolommen en vloerelementen zijn na bewerking geschikt voor hergebruik.

Bij CD20, SMT en Bestcon moeten de verbindingen worden uitgeboord, waardoor de kolommen in principe niet en de vloerelementen in principe wel opnieuw zijn te gebruiken, mede door (bij CD20 en SMT) het ontbreken van een afwerkvloer.

Alvorens de bestaande bouwsystemen te toetsen aan de uitgangspunten van IFD-bouwen, wordt eerst ingegaan op de motieven van IFD-bouwen en wordt gedefinieerd wat hieronder wordt verstaan.

#### IFD - bouwen

Industrieel en flexibel bouwen is op zichzelf niet nieuw; wel de combinatie met demontabel bouwen. Door bouwdelen *industrieel* te produceren en als bouwproducten op de bouwplaats te assembleren worden de arbeidsomstandigheden op de bouwplaats verbeterd, wordt een hogere kwaliteit gerealiseerd, worden minder grondstoffen gebruikt en ontstaat minder afval op de bouwplaats. Bovendien zijn bouwproducten niet projectspecifiek, maar toepasbaar bij verschillende bouwprojecten, in binnen- en buitenland. Door *flexibel* te bouwen kunnen gebouwen of bouwdelen worden aangepast aan zich wijzigende gebruikseisen, waardoor zowel de economische als de functionele levensduur wordt verlengd. *Demontabele* gebouwen of bouwdelen lenen zich voor hergebruik, revisie of recycling, en zorgen daarmee voor een besparing in het gebruik van energie en grondstoffen. De drie onderdelen van IFD-bouwen kunnen als volgt worden gedefinieerd:

*Industrieel bouwen* is in dit verband het industrieel vervaardigen van bouwproducten. In de bouw wordt vaak het woord

'geprefabriceerd' gebruikt als synoniem voor 'industrieel'. In deze context betekent prefabricage in de fabriek: uitvoeren wat eerst op de bouwplaats werd gedaan, waarbij de fabricage projectspecifiek is. Een voorbeeld hiervan is geprefabriceerd beton voor kolommen, gevelelementen en dergelijke. Daarnaast zijn er industrieën die hun productie van oudsher alleen in de fabriek kunnen realiseren, omdat het materiaal, het proces en de daarvoor benodigde machines dat vereisen. Voorbeelden hiervan zijn staalconstructiewerkplaatsen, maar ook bedrijven voor de productie van voorgespannen betonvloerelementen.

*Flexibiliteit* is de eigenschap van een gebouw of bouwdeel die aanpassingen aan de eisen en wensen van gebruikers mogelijk maakt [3].

Flexibiliteit kan betrekking hebben op twee stadia:

- het *ontwerpstadium*: variabiliteit in de indeling en het materiaalgebruik;
- het *gebruiksstadium*: flexibiliteit om de indeling en de toegepaste bouwdelen tijdens het gebruik aan te passen aan veranderende eisen en/of wensen van dezelfde of wisselende gebruikers.

Op het niveau van de draagconstructie kan flexibiliteit in het gebruiksstadium vertaald worden in de mogelijkheid tot aanpasbaarheid van de vloeren aan hogere gebruiksbelastingen (de zogenoemde extreme veranderlijke verticale belasting) en het aanbrengen van sparingen ten behoeve van trappen, liftschachten, vides en leidingen c.q. kanalen. Ook het aanbrengen van extra bouwlagen (optoppen), tussenvloeren (mezzanines) en aanbouwen op maaiveldniveau (uitplinten) moet hiertoe worden gerekend.

*Demontabel bouwen* is het zodanig construeren van een gebouw dat een bouwdeel later zoveel moge-

lijk onbeschadigd, zo min mogelijk vervuild met andere materialen, en zonder beschadigingen van de omliggende bouwdelen, verwijderd en zo mogelijk hergebruikt dan wel recycled kan worden [3]. Bij recycling gebruiken we niet het complete product, maar alleen de grondstoffen ervan [4, 5].

Demontabel bouwen is ook een middel voor het realiseren van flexibiliteit, doordat bouwdelen eenvoudig zijn los te maken en te vervangen door andere (industriële) bouwdelen. Toetsing van de bestaande bouwsystemen (tabel 1) aan de hiervoor genoemde uitgangspunten van IFD-bouwen, levert het volgende beeld.

1. De elementen worden in de (beton-)fabriek geprefabriceerd en op de bouwplaats alleen gemonteerd. Hierdoor wordt de kwaliteit van het product verhoogd, de kans op fouten verminderd, de bouwtijd verkort en de coördinatie op de bouwplaats vereenvoudigd.
2. De flexibiliteit beperkt zich tot het ontwerpstadium: in deze fase kunnen er veranderingen plaatshebben in de onderlinge schakeling van de standaardelementen. Met de gegeven standaardmaten kunnen plattegrondvormen worden benaderd, kan een oorspronkelijk gedachte opzet in plattegrond worden uitgebreid en kunnen binnen bepaalde grenzen verdiepingen worden toegevoegd (belastingen en brandwerendheidseisen spelen hierbij een rol). Verhoging van de draagkracht van de vloeren kan alleen worden verkregen door extra wapening in de vloerelementen aan te brengen, zodat hiermee al in het ontwerpstadium (dus voor de productie-fase) rekening moet worden gehouden.

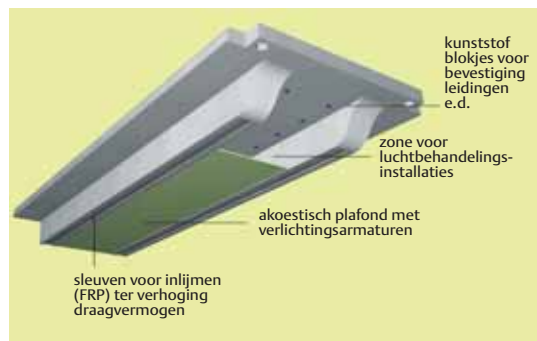
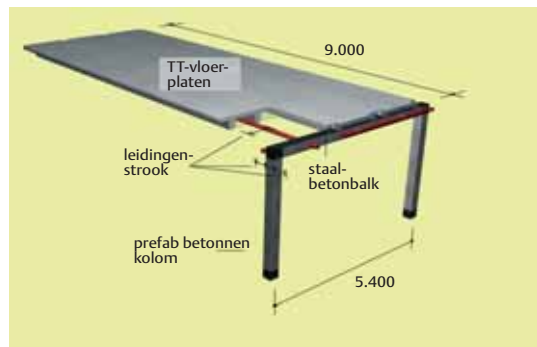
## Onderzoek &amp; technologie

## Bouwtechniek

Sparingen kunnen in alle vloerelementen (in de spiegels) worden aangebracht, zij het dat de maximale grootte van de sparingsen per systeem varieert. Alle systemen gaan ervan uit dat de leidingen en kanalen van de technische installaties zich onder de ribben van de vloerplaten bevinden, aangezien er geen grotere sparingsen dan maximaal 50 mm in de ribben mogelijk zijn. Dit betekent extra hoogte per bouwlaag voor de installatiezone, echter wel met behoud van volledige flexibiliteit voor de tracés van de kanalen.

3. Demontage en hergebruik is problematisch bij systemen met aangegoten verbindingen. Alleen Mxb-5 leent zich goed voor demontage. Het nadeel van dit systeem is echter dat de stalen kopplaat op de betonnen kolommen rondom 100 mm buiten de kolom uitsteekt om een voor demontage bereikbare aansluiting

1 | Isometrie vloer – ligger – kolommen  
2 | Onderaanzicht vloerplaten



met de vloerplaten te krijgen. Dit is een weinig elegante oplossing wanneer deze verbinding in het zicht blijft. Ook de benodigde brandwerende bekleding vormt een aandachtspunt bij zichtwerk. Systemen met (excentrische) voorspanning in de vloerelementen vereisen in verband met opbuiging van de vloeren een egaliseerlaag, die bij hergebruik ongewenst is.

Op grond van bovenstaande overwegingen kan geconcludeerd worden dat geen van de bestaande systemen voldoet aan *alle* uitgangspunten van IFD-bouwen. Om deze reden is voor de utiliteitsbouw een nieuw systeem ontwikkeld, waarbij goede eigenschappen van bestaande systemen zijn aangehouden en mindere eigenschappen zijn verbeterd.

#### Nieuw ontwikkeld constructiesysteem

Het nieuw ontwikkelde constructiesysteem komt op de eerste plaats tegemoet aan de behoefte aan grotere kolomafstanden en vloeroverspanningen dan de  $3,6 \times 5,4 \text{ m}^2$ , respectievelijk  $3,6 \times 7,2 \text{ m}^2$  van de bestaande systemen. Het systeem gaat uit van een vloeroverspanning van 9,0 m ( $= 5 \times 1,8 \text{ m}$ ) met een kolomafstand van 5,4 m ( $= 3 \times 1,8 \text{ m}$ ) in de andere richting (fig. 1). Een direct gevolg hiervan is dat de vloerplaten te groot worden om direct op kolommen te worden opgelegd, waardoor als intermediair liggers worden toegepast. De reden dat als kolomafstand 5,4 m is gekozen en niet 7,2 m ( $= 4 \times 1,8 \text{ m}$ ) is, dat hierdoor een parkeerlaag met steeds twee parkeerplaatsen van 2,55 meter tussen de kolommen onder het gebouw kan worden aangebracht; het 7,2 m stramien leidt tot een te kleine breedte van  $3 \times 2,30 \text{ m}$  voor drie parkeerplaatsen tussen de kolommen.

Het ontwerp van de constructie moet voldoen aan de reeds geformuleerde randvoorwaarden van het IFD-concept:

#### Industrieel

Gebruik van geprefabriceerde onderdelen voor de kolommen, liggers en vloerplaten. Hoge eisen worden gesteld aan de maatvastheid van de elementen, zodat de montage vereenvoudigd kan worden tot het stapelen van elementen met minimale inspanning voor de maatvoering op de bouwplaats. De oppervlaktekwaliteit van de elementen is zodanig, dat na montage op de bouwplaats geen afwerkingen meer nodig zijn.

In de elementen worden voorzieningen opgenomen voor de bevestiging c.q. ophanging van installatiecomponenten en afbouw-elementen zoals binnenwanden, gevels en plafonds.

#### Flexibel

Keuze voor een skeletconstructie zonder dragende binnenwanden en gevels, met grote kolomafstanden voor een vrije indeelbaarheid van de plattegrond. De verticale constructie-elementen, de kolommen, worden overgedimensioneerd, zodat later een hogere vloerbelasting of een extra bouwlaag mogelijk is; ook komt dit ten goede aan de brandwerendheid van de kolommen.

De vloerelementen krijgen voorzieningen voor het later vergroten van het draagvermogen.

Rekening is gehouden met het later aanbrengen van sparingsen in de vloerelementen.

#### Demontabel

Uitgangspunt is het maken van volledig demontabele verbindingen tussen de elementen onderling. Door geen (excentrische) voorspanning in de vloerplaten toe te passen, is geen (natte) afwerkvloer of druklaag noodzakelijk voor egalisering van de opbuiging ten gevolge van excentrische voorspanning. De voegen tussen de vloerplaten worden niet aangegoten, zodat hergebruik van de platen mogelijk is.

Het constructiesysteem maakt gebruik van één type vloerelemen-

ten. Voor de combinatie kolommen-liggers zijn twee varianten ontwikkeld: een combinatie van staalbetonliggers met betonnen kolommen (deze versie is toegepast bij het IFD-kantoor in Delft) en een combinatie van betonnen liggers met staalbetonkolommen. Beide combinaties maken gebruik van de gunstige eigenschappen van beton (goedkoop materiaal, uitstekende brandwerende eigenschappen, massa voor warmteaccumulatie en geluidwering) en staal (slanke dimensies door hoge materiaalsterkte voor trek en druk, eenvoudige en vooral demontabele boutverbindingen).

De verschillende onderdelen worden hierna omschreven.

## Vloerplaten

De vloerplaten bestaan uit betonnen TT-elementen met een overspanning van 9 m en een breedte van 1,8 m (fig. 2). De ribben zijn 400 mm hoog met een h.o.h.-afstand van 900 mm. De spiegel-dikte is 120 mm in verband met geluidwerendeisen. Door deze dikte hebben de spiegels ook voldoende dwarskrachtcapaciteit voor de oplegging (via elastomere oplegstrips) op de liggers. Door concentratie van het draagvermogen van de vloer in de ribben, ontstaat de mogelijkheid tot het maken van sparings in de (dunne) vloer tussen en naast de ribben, zonder daarmee het draagvermogen van de vloerplaat wezenlijk te reduceren. De ribben lopen niet door tot het einde van de vloerplaat, waardoor passage van leidingen haaks op de ribben ter plaatse van de opleggingen mogelijk is. De vloerelementen hebben een prismatische doorsnede over de lengte, waardoor bij gebruik van een (stalen) mal, door verschuiving van het kopschot, een variatie in lengte mogelijk is.

De vloerelementen worden niet voorgespannen (de hoogte van de ribben is voldoende bij de gegeven overspanning), waardoor

geen opbuiging door excentrische voorspanning optreedt. Voor nivellering van de onmiddellijk optredende vervorming worden de elementen bij de fabricage voorzien van een toeg van 25 mm. Ter vergroting van het draagvermogen in de toekomst kunnen vezelcomposietlaminaten in de aangebrachte sponning aan de onderzijde van de ribben worden gelijmd. Aan de onderzijde worden de spiegels in een patroon van 900 x 900 mm<sup>2</sup> voorzien van kunststof schroefblokken voor bevestiging van installatieonderdelen en afbouwvoorzieningen.

De vloerplaten zijn aan de liggers verbonden door doken, gelast op de stalen liggers, die vallen in conusvormige gaten in de spiegels van de vloerplaten. Twee bevestigingspunten aan elke kopzijde van de vloerplaten maken een vormvast geheel van vloerplaten en liggers, waardoor schijfwerking kan optreden voor afdracht van horizontale belastingen naar verticale stabiliteitsvlakken. Ter plaatse van de langsvoeegen zijn de vloerelementen niet met elkaar verbonden.

De voegen tussen de vloerplaten kunnen open blijven (geen constructieve verbinding vereist), dan wel met rubberslangen of geslotencellig schuimband luchten geluiddicht worden afgesloten. Na montage worden de vloerplaten aan de bovenzijde voorzien van een droge afwerkvloer van stalen tegels op tegeldragers, waardoor een ruimte wordt gecreëerd voor de distributie van databekabeling en elektravoorzieningen.

## Kolommen

Voor de kolommen zijn twee varianten ontwikkeld:

Een traditionele *betonnen kolom* (foto 3) met vierkante doorsnede, aan de onderzijde voorzien van ankerbussen voor bevestiging aan de onderliggende kolom. Aan de bovenzijde wordt over de hoogte van de aansluitende staal-betonliggers een stalen kopstuk aan-

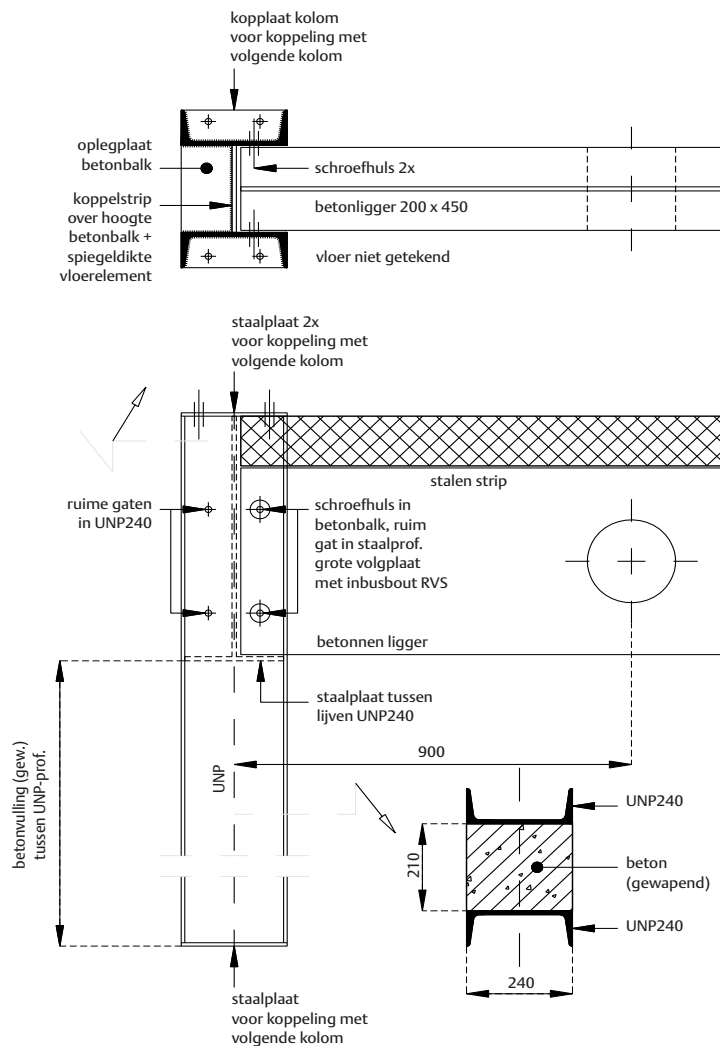


gestort, waarmee de verticale kolombelastingen worden overgebracht en de aansluiting wordt verzorgd met de staalbetonliggers en de kolommen onderling. De kolommen worden nauwkeurig op lengte gemaakt. Door toepassing van hogesterktebeton (B 65) kunnen de dimensies beperkt blijven, waarbij toch voldoende draagvermogen aanwezig is. Daarnaast is een *staal-betonkolom* (fig. 4) ontworpen, samengesteld uit twee UNP-profielen met daartussen een hoogwaardige betonvulling. De kolommen worden per bouwlaag gestapeld en met vier bouten gekoppeld. De staalprofielen verzorgen in het gebruiksstadium volledig de draagkracht en maken eenvoudige verbindingen mogelijk; de gewapend betonnen kern verzorgt het draagvermogen in geval van brand. De wapening wordt aan het staalprofiel gelast voor de inleiding van de belasting van het staalprofiel in het beton vice versa. Over de hoogte van de aansluitende ligger verzorgt een koppelstrip tezamen met de UNP-profielen de overdracht van de verticale belasting.

3 | Betonnen kolom in het werk gesteld

## Onderzoek &amp; technologie

## Bouwtechniek



4 | Staal-betankolom met betonnen ligger

Door de lengtetolerantie van de kolommen te beperken tot 2 mm kunnen de kolommen tot drie bouwlagen worden doorgestapeld, zonder deze per bouwlaag steeds op hoogte te moeten stellen.

**Liggers**

Voor de liggers zijn twee varianten ontwikkeld:

Een *betonnen ligger* (fig. 4) met een overspanning van 5,4 m, aan de bovenzijde voorzien van ingestorte stalen doken voor bevestiging van de vloerplaten. Deze betonnen liggers zijn berekend op het dragen van een half vloerveld, dus als randliggers toegepast. Wanneer liggers twee halve vloervelden dragen, dus toe-

gepast als middenliggers, worden ze versterkt met een IPE 450-profiel.

De betonnen liggers worden toegepast in combinatie met staalbetonkolommen. De bevestiging van de liggers aan de kolommen heeft plaats zoals aangegeven in figuur 4.

Daarnaast is een *staal-betonligger* (fig. 5, foto 6) ontworpen, samengesteld uit een HE-280A-profiel, waarbij voor de brandwerendheid de kamers zijn gevuld met gewapend beton. Zowel voor eenzijdig als tweezijdig belaste liggers worden HE-280A-profielen toegepast; door het aanbrengen van extra wapening wordt het draagvermogen bij tweezijdige belasting verdubbeld. De verbinding met het stalen kopstuk van de betonnen kolommen wordt verzorgd door bouten. De bereikbaarheid van de verbinding wordt gewaarborgd door geen beton in het stalen kopstuk aan te brengen. De consequentie hiervan voor de brandwerendheid wordt nader besproken.

Om een glad betonoppervlak te verkrijgen zijn proeven gedaan waarbij de kamers werden gevuld met zelfverdichtend beton. De betonmortel werd per kamer van bovenaf door een gat in de flens ingebracht, totdat deze aan de bovenzijde via een ander gat in de flens weer uitstroomde. Aan de beide zijden werd daarbij een vlakke bekistingsplaat aangebracht. Deze proeven waren zo succesvol, dat de stalen liggers reeds in de betonfabriek met zelfverdichtend beton zijn gevuld door deze onder een hoek van ongeveer 45° te plaatsen en van bovenaf met beton te vullen door gaten in de kopplaten van de liggers.

Bij de traditionele werkwijze, waarbij de kamers in twee handelingen worden gevuld – eerst aan de ene zijde en, na omdraaien van de balk, aan de andere zijde – hebben we te maken met een niet-strak (afstrijk-)vlak.

## Onderzoek &amp; technologie

Bouwtechniek

Beide typen liggers zijn standaard voorzien van ronde gaten ( $d = 200$  resp.  $160$  mm; h.o.h.  $1800$  mm) voor doorvoer van luchtkanalen. Om de onmiddellijke doorbuiging te compenseren, worden de liggers van een toeg voorzien van  $15$  mm (gevelliggers), respectievelijk  $25$  mm (middenliggers).

**Stabiliteit**

De stabiliteit van het systeem wordt verzorgd door toegevoegde stalen stabiliteitsverbanden tussen de kolommen in twee onderling loodrechte richtingen. De horizontale belasting uit de vloeren wordt via de koppelingen met de liggers hierop overgedragen. De liggers zijn verbonden aan de stabiliteitsverbanden.

**Gedrag bij brand**

Voor een kantoorgebouw met een vloer van een verblijfsgebied tussen  $5$  en  $13$  m boven het aansluitende terrein, geldt een eis voor de brandwerendheid met betrekking tot bezwijken van  $90$  minuten. Wanneer de hoofd-draagconstructie bestaat uit steenachtige materialen, die niet of nauwelijks brandbaar zijn en waarvan de permanente vuurbelasting (bepaald volgens NEN 6091)  $\leq 100$  MJ/m<sup>2</sup>, mag een reductie van  $30$  minuten worden toegepast. Aangevoerd moet dus worden dat de hoofd-draagconstructie van het IFD-kantoor een brandwerendheid van ten minste  $60$  minuten heeft.

Kritieke onderdelen van de hoofd-draagconstructie zijn in dit geval de stalen liggers. Om aan de brandwerendheidseis te voldoen, zijn de kamers van de stalen liggers gevuld met (zelfverdichtend) beton, voorzien van een wapening. Uitgangspunt bij het dimensioneren van de staal-betonligger was, dat na een brandduur van  $60$  minuten de onderflens van de stalen ligger geen bijdrage meer levert aan de draagkracht. De stalen bovenflens met het lijf en de gewapend-betondoorsnede leveren voor het belastingsgeval

brand de benodigde draagkracht. Daarnaast moet ook het open stalen kopstuk na een brandduur van  $60$  minuten nog over voldoende draagkracht beschikken om de kolombelasting op de onderliggende kolom over te kunnen dragen.

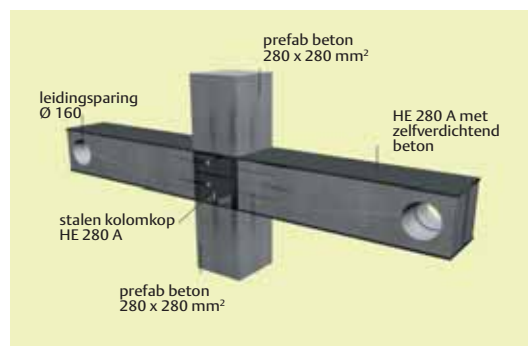
Door A+U Research Institute is in het Fire Laboratory van Rockwool Lapinus in Roermond een brandproef uitgevoerd om de temperatuurontwikkeling van zowel de stalen ligger als het stalen kopstuk in geval van brand te bepalen [6]. Ook het gedrag van het zelfverdichtend beton bij brand is en passant getest.

Voor de brandproef zijn twee proefstukken gemaakt (fig. 7) van een staalprofiel HE 280 A (staal-soort S355) met een lengte van  $1000$  mm.

In proefstuk 1 zijn twee  $40$  mm dikke platen gelast, die zorgdragen voor de krachtoverdracht tussen de betonnen kolommen; tussen de platen blijft het profiel open, naast de platen is de overblijvende ruimte gevuld met zelfverdichtend beton, samenstelling:  $70\%$  CEM III A 52,5;  $30\%$  CEM I 52,5 LA, gewapend met  $8$  staven  $\varnothing 8,4$  per zijde, en beugels  $\varnothing 6-150$ . Proefstuk 2 is geheel gevuld met zelfverdichtend beton met dezelfde samenstelling en langswapening als proefstuk 1, waarbij één zijde bovendien is voorzien van een wapening Confiber 23, monofilament kunststofvezels (polypropyleen),  $910$  g/m<sup>3</sup>.

Beide proefstukken zijn tijdens dezelfde brandproef in onbelaste toestand getest. Om de temperatuurontwikkeling in de proefstukken te bepalen, is een serie thermokoppels (TK) op en in de elementen aangebracht en vervolgens ingestort. Van belang zijn de volgende thermokoppels (fig. 7 en 8):

- A. binnenkant flens onderzijde, ingestort (TK 11, 15, resp. 21, 23, 26);



- B. binnenkant kopplaat, ingestort (TK 13, 14, 17, 18);  
C. buitenkant flens bovenzijde, achterliggend beton (TK 1 en 2);  
D. midden van het lijf, ingestort (TK 12, 16, resp. 22, 24, 25);  
E. buitenkant flens bovenzijde, geen achterliggend beton (TK 3 en 4).

5-6 | Verbinding staal-betonligger met betonnen kolom

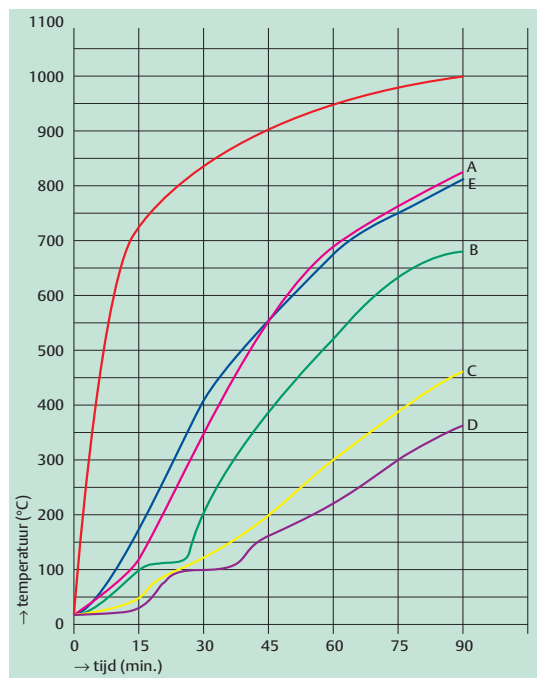
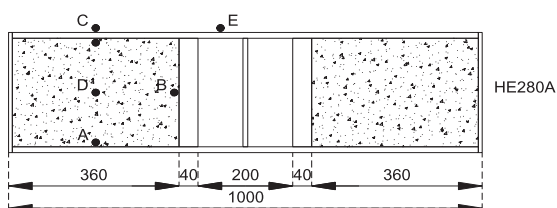
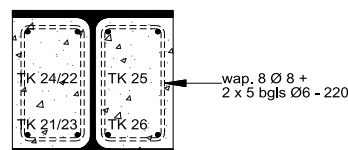
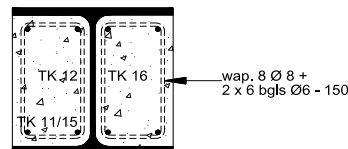
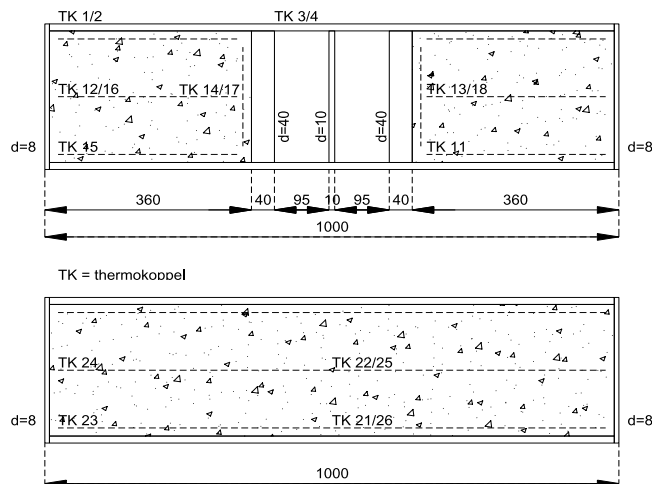
In de oven is een brand gecreëerd volgens de standaardbrandcurve, ISO-curve 834, NEN 6096. Het vuur werd aan de onderzijde van de oven gestookt. Gedurende  $90$  minuten werd de standaardbrandcurve (vrij nauwkeurig) gevolgd. Het temperatuurverloop is tijdens de proef continu gemeten en voor de hierboven aangegeven posities van de thermokoppels in figuur 8 weergegeven.

Het blijkt dat bij de onderflens (A) na verloop van tijd hoge temperaturen optreden, terwijl bij de bovenflens (C) die ingestort is in beton, de temperatuurontwikkeling duidelijk achterblijft. Voor het gedeelte van de bovenflens dat niet is ingestort (E) geldt dat deze

## Onderzoek &amp; technologie

## Bouwtechniek

## 7 | Proefstukken voor de brandproef met locatie thermokoppels (TK)



8 | Temperatuurverloop in de thermokoppels tijdens brandproef

na een half uur ongeveer dezelfde hoge temperatuur aanneemt als de onderflens. Het lijf, dat volledig is omgeven door beton, vertoont de laagste temperatuurontwikkeling (D). Van groot belang is ook de temperatuur in de stalen kopplaten (B); deze bedraagt na 60 minuten ongeveer 525°C. De bijbehorende gereduceerde staalspanning is in de berekening van het belastingsgeval brand aangehouden.

Tijdens de brandproef werd gedurende het eerste halfuur een forse stoomontwikkeling waargenomen (foto 9), veroorzaakt door verdamping van in het beton aanwezige vocht. In figuur 8 manifesteert deze stoomvorming zich als een horizontaal gedeelte in de grafiek bij een temperatuur van ongeveer 100°C. Na 40 minuten werd er geen stoom meer waargenomen. Na de proef waren op beide proefstukken sporen van de stoomontwikkeling te zien, vooral bij de naad tussen de stalen flenzen en het beton.

De proefstukken vertoonden nagenoeg geen schade, alleen wat lichte scheurvorming; bij één

proefstuk was een gedeelte van de betondekking afgesprongen, vermoedelijk geïnitieerd door een grindkorrel direct onder het betonoppervlak. Er was geen wezenlijk verschil in scheurvorming tussen het beton met en zonder de polypropyleenvezels.

Demontabele verbinding  
vloerplaat - liggers

Ten gevolge van horizontale windbelasting op het gebouw moeten ter plaatse van de oplegging van de vloerplaten op de stalen balken, schuifkrachten ( $F_d = 20$  kN) worden overgebracht. De langsvogen tussen de vloerplaten zijn niet gevuld, zodat de volledige horizontale belasting op de vloerplaat door de verbinding bij de oplegging moet worden overgebracht.

Algemeen gangbaar is een verbinding waarbij een stalen doek in een ruime (cilindrische) uitsparing in de vloerplaat valt en de tussenruimte na het stellen van de plaat wordt gevuld met krimparme gietmortel. In feite maken de bestaande bouwsystemen (behalve Mxb-5) ook gebruik van deze methode. Verbetering van de

## Onderzoek & technologie

### Bouwtechniek

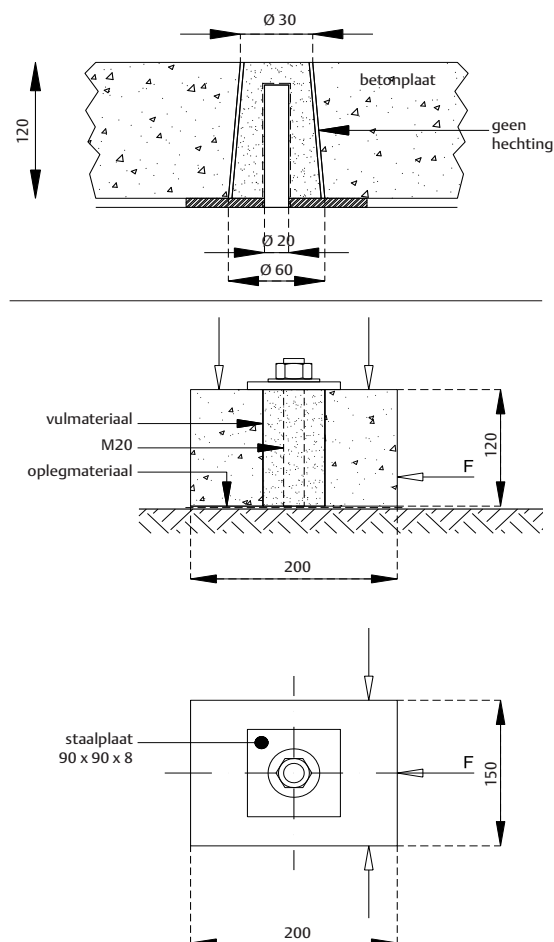


9 | Stoomontwikkeling tijdens beginfase brandproef; oven tijdens brandproef

demontagemogelijkheden van de verbinding wordt bereikt door het toepassen van onthechters in het contactvlak van verharde gietmortelprop en gatwand van de vloerplaat, respectievelijk van de stalen dook. Dit kan worden bereikt door een dunne roestvaststalen buis of kunststoffolie tegen de gatwand, respectievelijk vet of kunststoffolie rond de dook aan te brengen. De verharde gietmortelprop wordt zelflossend door deze conusvormig te maken (fig. 10). Een vergelijkbare verbinding is ontwikkeld in [7]. Uit de proeven bleek dat een roestvaststalen conus voldoende zelflossend is en zorg-

draagt voor een spreading van de belastingsoverdracht van deuvel naar vloerplaat vice versa. Bij toepassing van kunststoffolies moet luchtsluiting worden voorkomen; het bleek dat bij het vullen de mortel de folie niet zonder meer tegen de gatwand aandrukt. De bij dit project toegepaste verbinding heeft geen voorziening voor de onthechting van de gatwand, omdat is gebleken dat de conusvormige gietmortelprop niet hecht aan de gladde gatwand; alleen de dook is omwikkeld met densoband.

In het licht van demontabel bouwen blijft een aangegoten verbin-



ding een discutabele oplossing. Daarom is gezocht naar alternatieve vulmaterialen, die in staat zijn krachten over te brengen, na het aanbrengen niet van structuur veranderen, bij demontage eenvoudig zijn te verwijderen en bij uitvoering weinig materiaal- en arbeidskosten met zich meebrengen.

Als mogelijke vulmaterialen zijn bekeken: zand, grind (in diverse gradaties), combinaties van zand en grind, stalen kogeltjes Ø 5 mm en combinaties van stalen kogeltjes en zand. Ook is de invloed nagegaan van de gatdiameter in de vloerplaat, het effect van het oplegmateriaal en het effect van het al dan niet voorspannen van de verbinding. Ter vergelijking

10 | Toegepaste verbinding tussen vloerplaat en staal-betonligger

11 | Betonnen proefstukken voor beproeving alternatieve verbindingen vloerplaat aan stalen balken

## Onderzoek &amp; technologie

Bouwtechniek



12 | Proefopstelling in  
Van Musschenbroek-  
laboratorium, TU  
Eindhoven

zijn een volledig met gietmortel gevulde verbinding en een verbinding zonder vulmateriaal beproefd.

Op een serie betonnen proefstukken (fig. 11) van  $150 \times 200 \text{ mm}^2$ , hoog 120 mm (= dikte vloerplaat) met cilindrische gaten variërend van 40 tot 75 mm, zijn belastingsproeven uitgevoerd in het Van Musschenbroeklaboratorium van de TU Eindhoven (foto 12), aan de hand waarvan kracht – verplaatsingsdiagrammen zijn opgesteld (fig.13).

De resultaten van de proeven zijn als volgt samen te vatten:

- Het voorspannen van de verbinding heeft nauwelijks invloed. Indien dit wel het geval was, dan was het in de praktijk uit oogpunt van veiligheid verstandig hiermee geen rekening te houden.
- Het niet vullen van het gat leidt tot een te geringe schuifkrachtcapaciteit, zeker bij toepassing van neopreen als oplegmateriaal.
- Hoe kleiner de gatdiameter, hoe geringer de verplaatsing van de stalen pen. Als minimum-gatdiameter is 40 mm toegepast; bij een gatdiameter van 20 mm betekent dit een tolerantie van maximaal + of – 10 mm.
- Bij toepassing van grind met een grote korreldiameter treden grote contactdrukken op, die leiden tot vergroizing van de grindkorrels en grote verplaatsingen van de doek tot meer dan 6 mm bij een kracht van 20 kN; dit is niet toelaatbaar (foto 14).
- Bij toepassing van zand gedraagt de stalen doek zich als een vast lichaam in een visceuze vloeistof, waardoor grote verplaatsingen optreden (ca. 3 mm).
- Bij toepassing van stalen kogeltjes en zand bleek de verbinding de vereiste schuif-

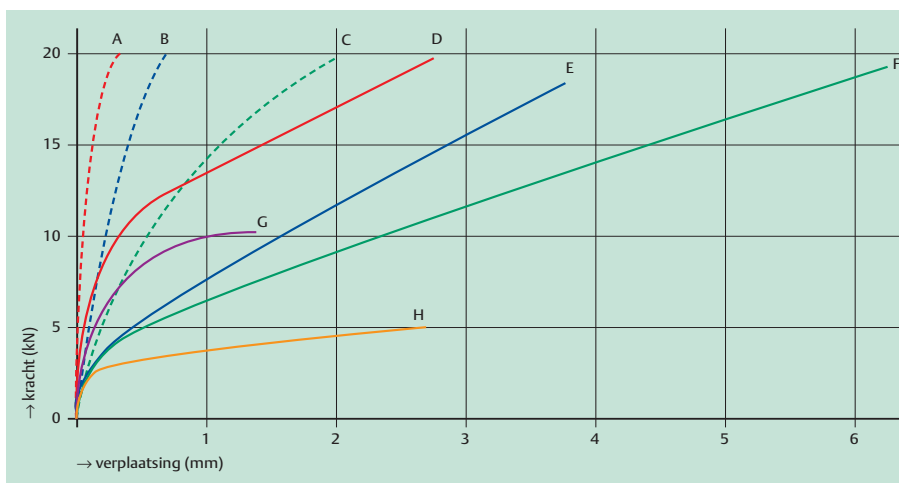
kracht te leveren bij een geringe horizontale verplaatsing van 0,6 mm. Ter vergelijking: een verbinding met een verharde gietmortel geeft een verplaatsing van 0,3 mm. Gesteld kan worden dat toepassing van stalen kogeltjes in combinatie met zand een alternatief vormt voor het aangieten van de verbinding met een krimparme gietmortel. Deze oplossing past ook beter bij de gedachte van demontabel bouwen, waarbij alle componenten, inclusief het vulmateriaal van de verbinding, opnieuw zijn te gebruiken.

#### Verhoging draag- vermogen vloerplaat

De vloerplaten zijn gedimensioneerd op een veranderlijke verticale belasting van  $4 \text{ kN/m}^2$ . De staal-betonliggers zijn gedimensioneerd op een veranderlijke vloerbelasting van  $5 \text{ kN/m}^2$ . Bij de dimensionering van kolommen en fundering is bovendien rekening gehouden met een extra bouwlaag in de toekomst. De kosten van een draagconstructie worden voor een belangrijk deel bepaald door de kosten van de vloeren; de bijdrage van de kolommen aan de constructieve bouwsom is het geringst. Reserve-draagvermogen aanbrengen in de

13 | Kracht-verplaatsingsdiagrammen  
bij verschillende vullingen van  
verbinding vloerplaat – stalen  
liggers

- A = gietmortel, volledig gevuld  
B = gatdiameter 63 mm/  
kogeltjes 5 mm + zand  
0,25 – 0,50/  
neopreen/voorgespannen  
C = idem B; zonder zand  
D = gatdiameter 40 mm/grind  
1,4 – 2,0  
E = gatdiameter 50 mm/grind  
2,8 – 4,0/neopreen/voor-  
gespannen  
F = idem E; grind 5,88 – 8,0  
G = gatdiameter 50 mm/zonder  
grind (alleen wrijving)  
H = idem G; met neopreen



## Onderzoek & technologie

Bouwtechniek

kolommen kan zonder hoge kosten, bijvoorbeeld door toepassing van hogesterktebeton. Voor de vloeren is gekozen voor het later kunnen vergroten van de draagkracht met circa 25% door het uitwendig verlijmen van CFRP (vezelcomposiet-laminaten op basis van koolstofvezels) in een reeds aanwezige sponning aan de onderzijde van de vloerribben (zie fig. 2). CFRP bezit een goede corrosieweerstand, heeft een onbeperkte lengte, kan eventueel worden voorgespannen, heeft een geringe dikte (0,1 mm) en kan worden geschilderd of bespoten. Voor uitvoerige informatie over toepassing en dimensionering van vezelcomposiet-laminaten, zie [8, 9].

### Conclusies

Door gebruik te maken van droge verbindingen tussen geprefabriceerde elementen van beton en staalbeton is een volledig demontabel en daarnaast ook aanpasbaar draagsysteem voor de utiliteitsbouw ontwikkeld, waarvan alle onderdelen na demontage opnieuw zijn te gebruiken. Door de overdimensionering van de kolommen, het reservedraagvermogen in de liggers en aanpasbaarheid van het draagvermogen van de vloeren, kan het systeem inspelen op toekomstige behoeften aan hogere vloerbelastingen. Daarnaast kunnen grote sparingen worden aangebracht tussen en naast de ribben van de vloerplaten, echter wel in een gebied vanaf circa 650 mm vanaf de oplegging, in verband met overdracht van dwarskracht. Hiermee wordt een grote flexibiliteit bereikt.

De kosten van het ontwikkelde draagsysteem bedragen circa f360/m<sup>2</sup>, inclusief montage, exclusief BTW (prijspeil 2001), dat wil zeggen concurrerend met een niet-demontabel en niet-flexibel traditioneel draagsysteem.

Het systeem met betonnen kolommen en staal-betonliggers is als



14 | Verplaatsing stalen dook bij vulling gat met grind

prototype toegepast in de nieuwbouw van het kantoor voor ABT/Damen Consultants op het Delftechpark in Delft. Dit project is geselecteerd als demonstratieproject in het programma IFD-bouwen, een gezamenlijk initiatief van de ministeries van VROM en EZ. Met de realisering van dit project worden kennis en ervaring opgedaan, die belangrijk zijn in het kader van de verdere ontwikkeling van het bouwen in demontabele betonconstructies. Maar daarnaast wordt ook de samenwerking van de staal- en betonbranche bij het ontwikkelen van composietconstructies gestimuleerd. ■

### Literatuur

1. Rijksgebouwendienst, Demontabele bouwsystemen in beton. 's-Gravenhage, 1996.
2. Wapperom, H.H., Bouwsystemen in de scholenbouw. *Cement* 1999, nr. 4.
3. Damen Consultants, De marktpotentie van Industrieel, Flexibel en Demontabel bouwen voor de Nederlandse bouwindustrie. Rotterdam, 1997.
4. CUR-rapport 135, Demontabel bouwen. CUR, Gouda, 1990.
5. CUR-rapport 94-15, Milieueffecten van demontabel bouwen. CUR, Gouda, 1994.
6. A+U Research Institute, Brandproef constructieve verbinding ten behoeve van IFD-kantoor Delftechpark. Kelpen-Oler, oktober 2000.
7. Houben, J.J.W.J., Parkeren en winkelen in een demontabel gebouw met H4D. *Cement* 2000, nr. 6.
8. Matthys, S., Vezelcomposietlaminaten I. *Cement* 1998, nr. 2.
9. Brosens, K. en D. van Gemert, Vezelcomposietlaminaten II. *Cement* 1998, nr. 3.

## Constructie &amp; uitvoering

## Utiliteitsbouw

## Kantoorgebouw Splinter

## Puzzelstuk in hartje Rotterdam

ir. A.J. Robbemont en ing. H.P. Kortekaas, Corsmit Raadgevend Ingenieursbureau bv

Een prachtig voorbeeld van intensief ruimtegebruik in een stedelijk gebied is het kantoorgebouw Splinter in het centrum van Rotterdam (foto 1). Ingeklemd tussen het Rotterdam Building en de MeesPierson bank is elke overgebleven vierkante centimeter in de Aert van Nesstraat benut voor de bouw van de eerste 'Multi Identity Tower' van Nederland.

De naam 'Splinter' is ontleend aan het engelse 'sliver', dat 'naald' of 'splinter' betekent; een slank gebouw dat op een krappe plek tussen andere gebouwen in verrijst (fig. 2). Het constructief ontwerp van het gebouw wordt sterk bepaald door de bijzondere locatie en de wens van de architect, Wim de Bruijn, om elke verdieping zowel aan de binnenkant als aan de buitenkant van zijn eigen karakter te voorzien. In dit artikel wordt het ontwerp van de constructie toegelicht, waarbij met name op de stabiliteit van het gebouw wordt ingegaan.

1 | Gebouw Splinter bijna gereed

foto's: Henk van der Veen

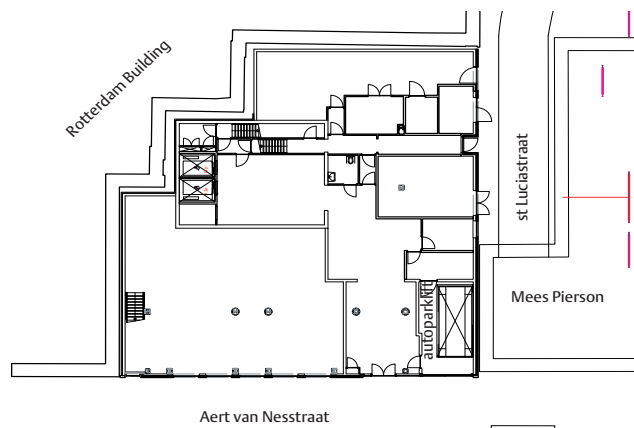


Vanaf het begin was één van de belangrijkste ontwerputgangspunten de uiteindelijke uitvoerbaarheid en bouwtijd van het gebouw. Dit heeft geleid tot een ontwerp met daarin zoveel mogelijk geprefabriceerde onderdelen die direct gemonteerd konden worden vanaf de vrachtwagen. Het skelet is opgebouwd uit stalen kolommen, die naar boven toe verjongen. Stalen kolommen zijn relatief slank en dus minder prominent aanwezig in de kantoren. De vloerconstructie is opgebouwd uit hoedliggers met hiertussen kanaalplaten. Incidenteel is een druklaag op de kanaalplaten toegepast om horizontale krachten uit de uitkragingen uit het gebouw over te dragen naar de kern. In de bouwstroom van de ruwbouw zijn gelijktijdig de (niet-dragende) geprefabriceerde betonnen sandwichelementen meegenomen.

In figuur 3 zijn enkele plattegronden en een verticale doorsnede van het gebouw te zien. De uitkragingen aan de straatzijde creëren verhuurbaar vloeroppervlak buiten de rooilijnen van het gebouw. Over de verdiepingen 3 tot en met 10 is de uitkraging gerealiseerd met stalen liggers aan de kolommen. De forse uitkraging van 6 m bij de vijftiende en zestiende verdieping is opgehangen aan het gebouw met twee diagonalen in de gevels. De uitstekende delen veroorzaken additionele buigende momenten op de stabiliteitsconstructie van het gebouw. Ter hoogte van de fundering bedragen deze additionele buigende momenten nog steeds circa 10% van het moment veroorzaakt door de windbelasting.

## Constructie &amp; uitvoering

Utiliteitsbouw



bare kantoorplattegronden met de algemene voorzieningen in het midden en daaromheen kantoren langs de gevels.

2 | Situatie in Aert van Nesstraat

Bij het ontwerp van de fundering moest rekening worden gehouden met de bestaande belendingen. Het beschikbare oppervlak voor de paalfundering is dus kleiner dan het vloeroppervlak. Rondom is met de palen aan drie zijden een afstand van 1 m tot de omringende bebouwing aangehouden. Hiernaast diende de overlast voor de omgeving tijdens de uitvoering van de fundering minimaal te zijn.

#### Kern van prefab-betonwanden

Uiteindelijk is ervoor gekozen de bouwkundige kern van het gebouw te benutten voor de horizontale stabiliteit en stijfheid van het gebouw. De constructieve kern is opgebouwd uit vier wanden met een dikte van 260 mm, die een betonnen koker vormen van 10,8 x 8,1 m<sup>2</sup>, met dus een slankheid van circa 1:6,5 respectievelijk 1:8,5. Uit oogpunt van de minimale bouwplaats en de bouwsnelheid is ook hier gekozen voor geprefabriceerd beton. Merk op dat een voordeel van de excentrische

3 | Verschillende plattegronden (vloeren 0, 15 en 19) en een verticale doorsnede (pag. 64)

#### Stabiliteit

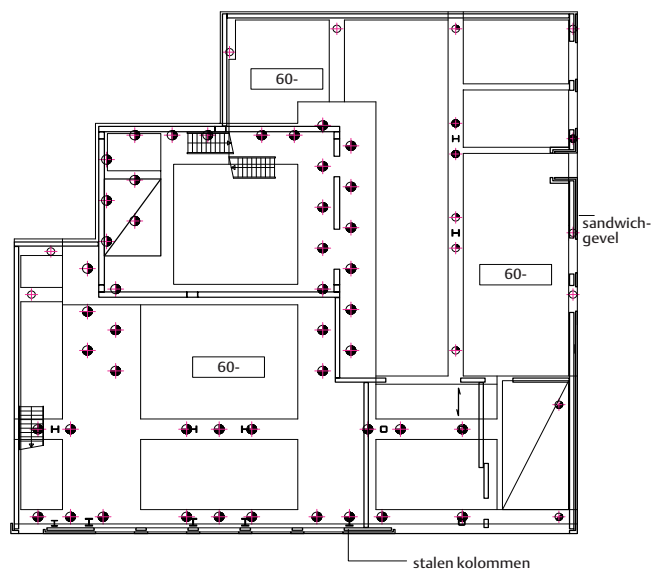
Het gebouw verjongt vanaf de begane grond naar het dak op 70 m hoogte. De breedte van het gebouw neemt af van 26 tot 16 m, de diepte van 26 tot 20 m. De verhouding tussen de breedte en de hoogte is dus grofweg tussen de 1:3 tot 1:5, wat niet erg slank is. Er zijn echter enkele specifieke randvoorwaarden voor het project waarmee bij het constructief ontwerp van dit gebouw rekening moest worden gehouden.

#### Specifieke randvoorwaarden

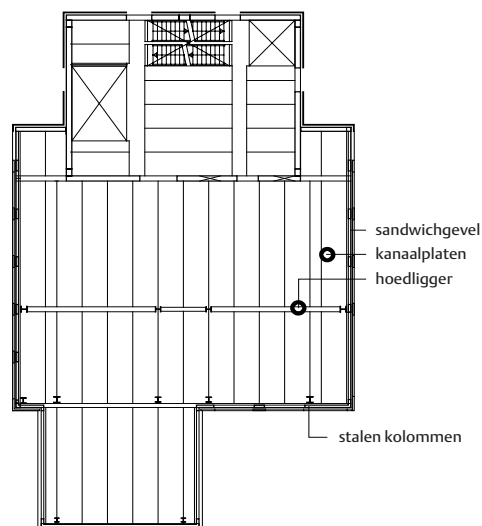
Gezien de grote variatie in plattegronden was het benutten van de

gevel voor de stabiliteit van het gebouw niet haalbaar. Dit zou immers leiden tot verstoring van de indeelbaarheid van de plattegronden door forse diagonalen en dergelijke. Hierbij moest eraan worden gedacht dat elke verdieping door een andere huurder wordt gebruikt.

Omdat het gebouw rondom is omringd door andere gebouwen is de oriëntatie van de kantoren steeds gericht op de straatgevelzijde. Het verticaal transport en de algemene voorzieningen zijn aan de tegenoverstaande gevel in een hoek van het gebouw geconcentreerd. Dit wijkt af van de gang-



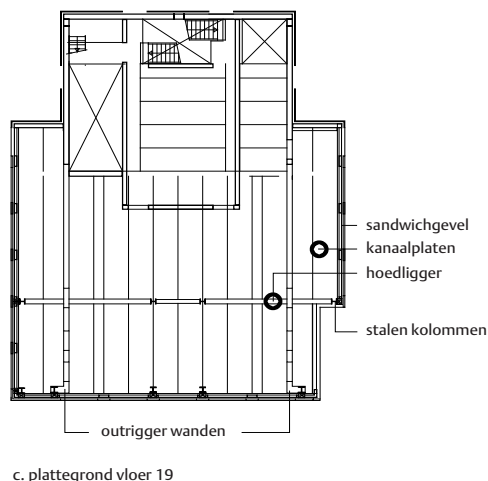
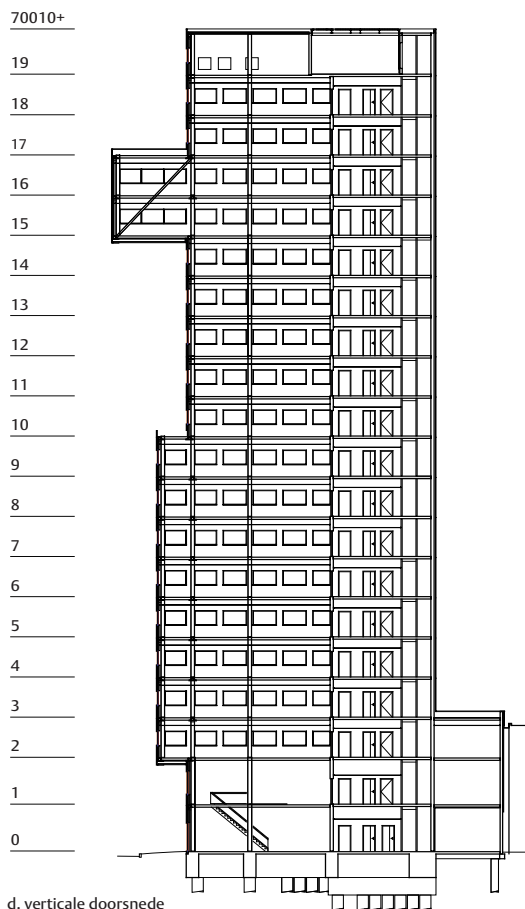
a. plattegrond vloer 0



b. plattegrond vloer 15

## Constructie &amp; uitvoering

## Utiliteitsbouw



c. plattegrond vloer 19

plaats van de kern in het gebouw is dat er relatief weinig verzwakende sparingen in de wanden aanwezig zijn. De kern is immers maar vanaf één zijde vanuit de kantoren toegankelijk.

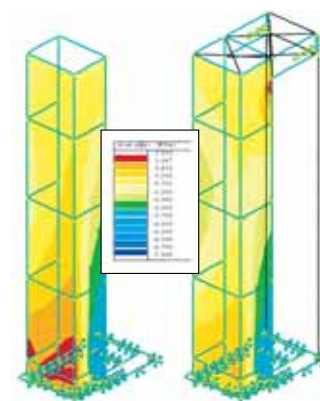
*Trekspanning in de kernwanden*

Een belangrijke voorwaarde voor een stabiliteitsconstructie in beton is het zoveel mogelijk voorkomen van trekspanningen in de wanden. Ongescheurd beton heeft immers een vele malen hogere stijfheid dan gescheurd beton. In dit geval wordt naar de twee kernwanden die tevens gevelwanden zijn, een geringe verticale belasting uit de aansluitende kernvloer afgedragen. Figuur 4a toont de trekspanningen in deze wanden bij de combinatie van permanente belasting en windzuigings loodrecht op de straatgevelzijde in de uiterste grenstoestand. In de onderste verdiepingen treedt een aanzienlijke trekspanning op in de wanden met een maximum van  $2,5 \text{ N/mm}^2$ .

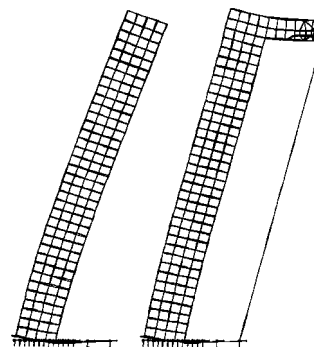
Het verzwaren van de kernwanden is in dit geval een oneconomische oplossing: de spanning is lineair gerelateerd aan de wanddikte. Bovendien is dit ook niet gewenst uit het oogpunt van montage: grotere dikte geeft meer massa en daardoor meer elementen, hierdoor meer hijsbewegingen en meer arbeidsintensieve horizontale koppelingen tussen de wanddelen.

In dit geval is een oplossing gevonden in het betrekken van de gevelkolommen bij de stabiliteit van het gebouw. De kern is in het verlengde van de twee dwarswanden van de kern gekoppeld aan de gevelkolommen door verdiepingshoge wanden op de techniekverdieping onder het dak (zie fig. 3c). Figuur 5 toont het effect van deze zogenoemde overdrachtsconstructie op de vervorming van het gebouw onder de windbelasting. Druk in de gevelkolommen geeft een tegengesteld buigend moment op de top van de kern, wat

resulteert in een afname van de maximale horizontale vervorming van het gebouw van circa 25%. Figuur 4b toont het effect op de trekspanningen in de kernwanden door toevoeging van de overdrachtsconstructie. Ook het moment aan de voet van het gebouw neemt af met circa 25%, maar de trekspanningen nemen aanzienlijk meer af. De resulterende trekspanning is immers de som van de trekspanningen uit wind en de drukspanningen uit de verticale belasting. Overigens treden nog steeds geringe trekspanningen op. In het ontwerp is, uit diverse alternatieven, verticale voorspanning van de elementen meegenomen om de horizontale voegen tussen de elementen 'dicht' te drukken. Uiteindelijk heeft de aannemer gekozen voor het verstijven van de



4 | Trekspanningen kern zonder (a) en met (b) overdragsconstructie



5 | Vervorming onder windbelasting zonder (links) en met (rechts) overdragsconstructie

## Constructie &amp; uitvoering

Utiliteitsbouw



6 | Montage van de kern met een mobiele kraan



7 | Kernelement wordt geplaatst

foto: Geelen Beton Wanssum

gen voor het bouwproces. Zoals eerder al vermeld is het een invullocatie die geheel voor het gebouw wordt benut. In overleg met de gemeente is een deel van de Aert van Nesstraat afgezet en in gebruik genomen voor het laden en lossen van materiaal (foto 6). De benodigde ruimte voor de bouwketen is gevonden op het dak van enige garageboxen in de St. Luciastraat.

De kern van het gebouw is, zoals eerder gemeld, opgetrokken uit prefab elementen. Aangezien er geen ruimte was voor opslag zijn deze elementen, met behulp van een mobiele kraan van 160 ton, direct vanaf het transport geplaatst (foto 7). De kraan was gedeeltelijk op de fundering opgesteld die hiervoor verzwaaard was. De bouwtijd van de kern bedroeg tien weken, voor negentien bouwlagen.

Na het monteren is een bouwkraan op de kern geplaatst (foto 8). Hierdoor bleef inwendig alle

8 | Vaste bouwkraan op de kern



voegen door het overdimensioneren van de wandstekken in plaats van de toepassing van voorspanning.

#### Fundering

De fundering van het gebouw wordt gevormd door een balkenframe met een hoogte van 2,2 m vanaf de kern naar de straatgevel (zie fig. 3a). Dit frame kan worden gezien als een funderingsplaat waar door optimalisatie inefficiënte delen van de plaat zijn weggelaten. Om hinder tijdens de uitvoering van de fundering te beperken is gekozen voor een trillingsarm en geluidsarm paalsysteem.

De funderingsplaat onder de hoogbouw rust op 47 tubex groutinjectionpalen Ø 457/660 met een draagvermogen van 3500 kN. Door toepassing van het balkenframe wordt de verticale belasting uit met name de kernwanden enigszins over de palen gespreid; de kern staat excentrisch op het balkenframe tegen de belending aan. Tevens geeft het doortrekken van de funderingsbalken van onder de kern naar de gevel een aanzienlijke vergroting van de rotatiestijfheid van de kernfundering.

#### Uitvoering

De locatie van de bouw in het hart van Rotterdam heeft grote gevol-

## Constructie &amp; uitvoering

## Utiliteitsbouw

## 9 | Vier-verdiepingen hoge

stalen kolommen

foto: Sturm &amp; partners



## 10 | Montage direct vanaf

de wagen

## 11 | Gevelement in de

takel



ruimte over om de kern in te richten, liften te monteren en alle leidingen aan te brengen.

Met de bouwkraan zijn vervolgens de vloeren rondom de kern aangebracht. Dit gebeurde steeds door de stalen kolommen ter lengte van vier verdiepingen aan te brengen (foto 9). Hieromheen

zijn de prefab sandwichelementen voor de gevel geplaatst (foto's 10 en 11). Vervolgens werden de stalen liggers tussen de kolommen aangebracht en de vloerelementen geplaatst. Daarna herhaalde dit proces zich weer.

De cyclus van de eerste drie verdiepingen was ongeveer vijf da-

gen per vloer; later is deze cyclus tijd teruggebracht naar drie dagen.

De uitbouw op de vijftiende en zestiende verdieping is aangebracht nadat de rest van het gebouw klaar was. De staalconstructie hiervoor is in twee delen op de grond in elkaar gezet, naar boven gehesen en daar vastgemaakt. Hierna zijn de prefab gevels, de vloeren en de vliesgevels gemonteerd.

De totale bouwtijd vanaf de eerste paal tot de oplevering bedroeg 74 weken. ■

## Projectgegevens

## opdrachtgever:

DCII Development Coordination b.v.

## bouwmanagement:

Sturm &amp; Partners b.v.

## architect:

Bureau voor Stedebouw en

Architectuur Wim de Bruin b.v.

## adviseur constructies:

Corsmit Raadgevend

Ingenieursbureau b.v.

## adviseur geotechniek:

Fugro Ingenieursbureau b.v.

## aannemer:

Aanneming Maatschappij

J.P. van Eesteren b.v.

## leverancier prefab beton:

Kernwanden: Geelen Beton Wanssum

Spouwbladen: SVK n.v. Scheerders van

Kerckhove s.a. (België)

## onderaannemer fundering:

Fundex Funderingstechnieken

Verstraeten b.v.

## Multi Identity Tower

Uniek voor de Nederlandse kantorenmarkt is de realisatie van zeventien op zichzelf staande pentoffices in één gebouw. Elke verdieping in het gebouw heeft zijn eigen huurder, met telkens een volledig voorzieningspakket met keukens, energievoorzieningen, vergaderruimte, enz. Om zoveel mogelijk potentiële huurders te bedienen zijn tussen de tweede en de achttiende verdieping zeven verschillende plattegrondtypes variërend in vloeroppervlak van 200 m<sup>2</sup> tot 550 m<sup>2</sup> beschikbaar. De begane grond en de eerste verdieping bieden plaats aan een winkel, de negentiende verdieping wordt volledig gebruikt als techniekruimte. De toekomstige gebruikers kunnen overigens gebruikmaken van de nieuwste snuffes. Zo kan men per telefoon het parkeersysteem activeren, zodat bij aankomst beneden de auto rijklaar staat te wachten!

# Synergie door samen prefabriceren en monteren

H.N.J. in den Haak, Voorbij Betonbouw bv  
ir. S. van Dijk, Voorbij Groep bv

*Het bouwproces bestaat uit logische bouwdelen, zoals de fundering, de draagconstructie, de gevelbekleding of de W+E-installaties. Bij elk bouwdeel is meestal sprake van een toeleverancier en een verwerker, bijvoorbeeld de heipaalfabrikant en het heibedrijf. De hoofdaannemer treedt hierbij op als de organiserende coördinator, die de lijn vormt tussen de diverse bouwpartijen. Ook de leverancier en de verwerker van een prefab betonnen bouwsysteem zijn in principe twee verschillende partijen. Als beide partijen samenwerken, bijvoorbeeld doordat zij behoren tot één bedrijf, kan dit leiden tot synergie: de wederzijdse uitwisseling van kennis en kunde leidt tot een versnelde optimalisering van het bouwsysteem.*

## Levering of montage

Bij de realisering van een gebouw met een prefab betonnen draagconstructie selecteert de opdrachtgever een bouwsysteem en daarmee tevens één of meer leveranciers. Ook zal hij een keuze maken voor het montagebedrijf waarmee hij wenst te werken. De hoofdaannemer opereert als spil tussen deze partijen. Het montagebedrijf zal het bouwsysteem plaatsen volgens de instructies van de systeemleverancier. De mate waarin dit montageproces soepel verloopt, is afhankelijk van eerdere ervaringen van het montagebedrijf met het betreffende bouwsysteem en van de kwaliteit van de montage-instructies van de systeemleverancier. Zijn dergelijke instructies alleen opgesteld vanuit het perspectief van de systeemleverancier, dan zal de aandacht vooral gericht zijn op het op correcte wijze monteren van het systeem en het uitsluiten van montagefouten. De instructies zullen voorbijgaan aan de bouwmethoden en werkwijzen die het monterende bedrijf bij voorkeur hanteert. Dit kan leiden tot fricties tijdens de uitvoering (maatafwijkingen, stagnaties), juist vanwege de expliciete rolverdeling in dit bouwproces. Een probleem met een prefab betonnen bouw-

deel zal daardoor automatisch op het bordje van de hoofdaannemer terechtkomen en niet bij het monterende bedrijf. Deze zal elke verantwoordelijkheid met betrekking tot de levering van het systeem naast zich neerleggen. Hij is immers slechts verantwoordelijk voor een juiste montage.

## Levering en montage

Hoe anders is dit wanneer zowel levering als montage in één hand zijn. Dit is bijvoorbeeld het geval indien levering plaatsheeft door of via het montagebedrijf. Hierbij kunnen leverancier en montagebedrijf beide tot hetzelfde concern behoren, maar het kan ook zijn dat het montagebedrijf opereert met vaste, externe leveranciers. In elk geval is het perspectief van waaruit het montagebedrijf opereert hier een geheel andere: hij is verantwoordelijk voor het welslagen van het bouwsysteem. Daarom zal een probleem binnen het systeem tijdens de uitvoering zoals een onvolkomenheid aan een prefab betonelement, niet op het bordje van de hoofdaannemer worden gelegd. Het montagebedrijf is immers mede verantwoordelijk voor het bouwsysteem en dus is de onvolkomenheid vooral zijn probleem. De klachtenprocedure

bij een dergelijk montagebedrijf is dan ook meer intern gericht, in tegenstelling tot die bij een montagebedrijf dat niet tevens toelevert. Het gevolg is dat er sprake is van een intensieve samenwerking tussen fabrikant en montagebedrijf, gericht op het optimaliseren van het bouwproces voor beide partijen.

## Systeemoptimalisering

Voor een werkelijke optimalisering van een bouwsysteem is het noodzakelijk te werken met vaste partners: het montagebedrijf werkt altijd met dezelfde vaste toeleveranciers, waarmee afspraken worden gemaakt omtrent ieders rol binnen het bouwsysteem. In feite worden alle toeleverende partijen geïntegreerd binnen het bouwproces. Tevens is het van belang dat van meet af aan een systeemhandboek voor de uitvoering wordt gehanteerd, opgesteld en bijgehouden door het montagebedrijf. Dit handboek beschrijft systematisch de juiste uitvoering van het bouwsysteem. De standaarddetails en de standaard-uitvoeringsmethoden sluiten uiteraard naadloos

7 | Stelschotel op draadeind



**Constructie & uitvoering**

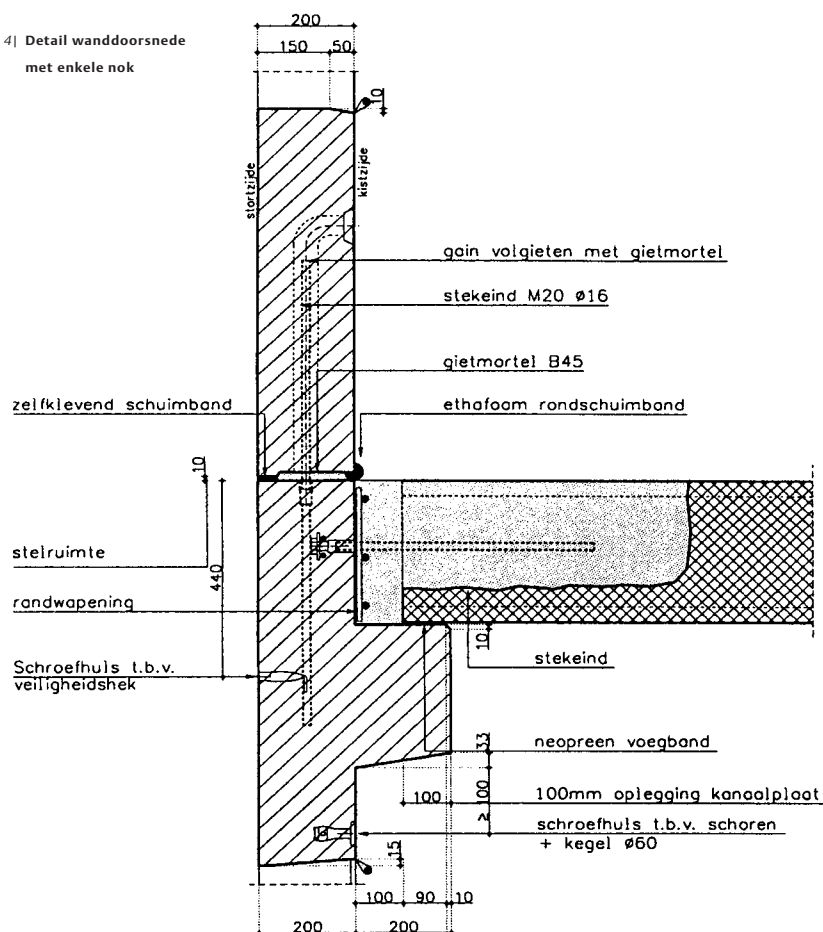
## Utiliteitsbouw

2 | Zelfklevend voegband  
aan buitenzijde wand

3 | Aanbrengen van giet-  
mortel via gains



4 | Detail wanddoorsnede  
met enkele nok

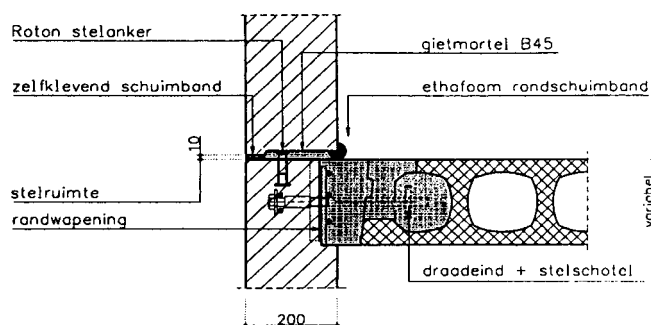


aan bij de geprefereerde methoden en werkwijzen van het montagebedrijf. Hierdoor ontstaat een efficiënt bouwproces met een nauwkeurig product als eindresultaat. Uiteraard is het van belang dat alle betrokkenen op de hoogte zijn en blijven van dit uitvoeringshandboek.

Synergie binnen het systeem wordt bereikt door oog te hebben voor elkaars specifieke kwaliteiten en problemen en hierover veelvuldig en juist te communiceren. Zo is het bijzonder zinvol om personeel uit te wisselen tussen de leverancier(s) van het prefab beton en het montagebedrijf. Dan wordt hen duidelijk wat de consequenties zijn van het eigen handelen en wat de (on)mogelijkheden zijn op ieders vakgebied. Het effect van bijvoorbeeld een verkeerd geplaatste schroefhuuls wordt zo heel duidelijk, maar evengoed kan in een betonfabriek worden ervaren wat bijvoorbeeld de effecten zijn van een gewenste afwerking of een smalle nok. Zodoende wordt een sfeer geschapen waarin mensen bereid zijn mee te denken over verbetering van het bouwsysteem, om zo het werk voor een ieder te veraangename.

## Constructie & uitvoering

### Utiliteitsbouw



### Voorbeeld

Om een dergelijke systeemoptimalisering te tonen wordt de ontwikkeling van het voegdetail van een dragend betonnen spouwblad bekeken. Het betonnen bouwsysteem bestaat uit dragende spouwbladen en kanaalplaatvloeren die op een nok van het spouwblad worden opgelegd. Het onderliggende spouwblad wordt voorzien van draadeinden met stelschotels (foto 1), waarop het spouwblad wordt geplaatst en op de juiste hoogte kan worden gesteld.

De onderzijde van het spouwblad is in eerste aanleg vlak uitgevoerd (eenvoudig bekistingswerk, beschadigingsongevoelig en stabiel op het tasveld). Om het spouwblad vast te kunnen gieten aan zijn benedenbuurman, dient rondom de horizontale voeg aan de onderzijde een 'bekisting' te worden gemaakt. Hiertoe wordt onder de wand aan de buitenzijde een dik voegband geplakt (foto 2) en wordt aan de binnenzijde van de wand een rondschuimband geplaatst. Via gains wordt de ruimte onder de wand met gietmortel gevuld (foto 3), waardoor een innig contact met de onderliggende constructie wordt verkregen. Nadeel van deze constructie is de onzekere afdichting aan de buitenzijde, met lekkages en daarmee onvolledige vulling tot gevolg.

In overleg met de betonfabrikant wordt besloten om de vlakke onderzijde van de wand van twee

nokken of randen te voorzien, zowel aan de binnen- als aan de buitenzijde. Hierdoor is alleen nog een dun voegband nodig om de te vullen ruimte lekdicht af te sluiten. Door de symmetrische nokken was stabiliteit op het tasveld of tijdens transport geen probleem, mits de nokken niet te smal worden uitgevoerd. De onzekerheid met betrekking tot de afdichting aan de buitenzijde van de wand is hiermee opgelost, doch een nieuw probleem dient zich aan: door de nok aan binnen- en buitenzijde bestaat onzekerheid omtrent de vullingsgraad van de te vullen ruimte onder de wand. De aanwezigheid van de twee randen aan de onderzijde maakt inspectie achteraf zeer lastig en praktisch onmogelijk.

Een volgende optimalisering is gevonden door het weglaten van de nok of rand aan de binnenzijde van de wand. Hiervoor in de plaats is weer een rondschuimband aangebracht (fig. 4), die na verharding van de gietmortel kan worden verwijderd en inspectie van de met gietmortel gevulde voeg mogelijk is.

Een laatste optimalisering is nog gevonden in het vervangen van het systeem met stelschotels door stelankers. De stelankers zijn hierbij opgenomen in de bovenzijde van het onderliggende wandelement (fig. 5, foto 6). Voordeel van toepassing van de stelankers ten opzichte van de stelschotels op draadeinden is de

vermindering van de voeghoogte en daarmee van de hoogte van de nok onder de wand van 30 mm naar 20 mm. Hierdoor is minder gietmortel benodigd voor het vullen van de voeg en kan met een kleiner rondschuimband als afdichting aan de binnenzijde van de wand worden volstaan.

5 | Wanddetail met stelanker

Met dit voorbeeld is duidelijk gemaakt dat waar een systeem eerst gericht is op eenvoudige prefabricage (vlakke onderzijde wand) het later steeds meer gericht wordt op een zo hoogwaardig mogelijke uitvoering van een gietvoeg, waarbij is ingeleverd ten aanzien van prefabricage. Toch is de optelsom van al deze wijzigingen een beter bouwsysteem, wat een voordeel is voor alle betrokkenen. Het demonstreert waartoe synergie kan leiden. ■

6 | Stelanker in onderliggende wand



## Constructie &amp; uitvoering

## Utiliteitsbouw

## Kantoortoren Rabobank Almere

## Gehele bovenbouw in prefab

ir. E. Glorie, ingenieursbureau Bartels, Zwijndrecht

*Binnenkort zal Almere een nieuwe kantoortoren hebben die deel gaat uitmaken van de skyline. Gebouwen met een hoogte van 75 meter zijn in Nederland niet bijzonder meer, voor Almere is het een van de weinige hoge gebouwen. Uitzondering bij gebouwen van dergelijke hoogte is, dat de kernen die de stabiliteit verzorgen ook in prefab zijn uitgevoerd.*

'De €-urotoren, werken op het hoogste niveau', vermeldt de website [www.eurotoren.com](http://www.eurotoren.com) van de projectontwikkelaars. Het nieuwe gebouw waarin de Rabobank van Almere zijn hoofdkantoor zal vestigen, heeft een verhuurbaar oppervlak van circa 20 500 m<sup>2</sup>. De toren is in aan-

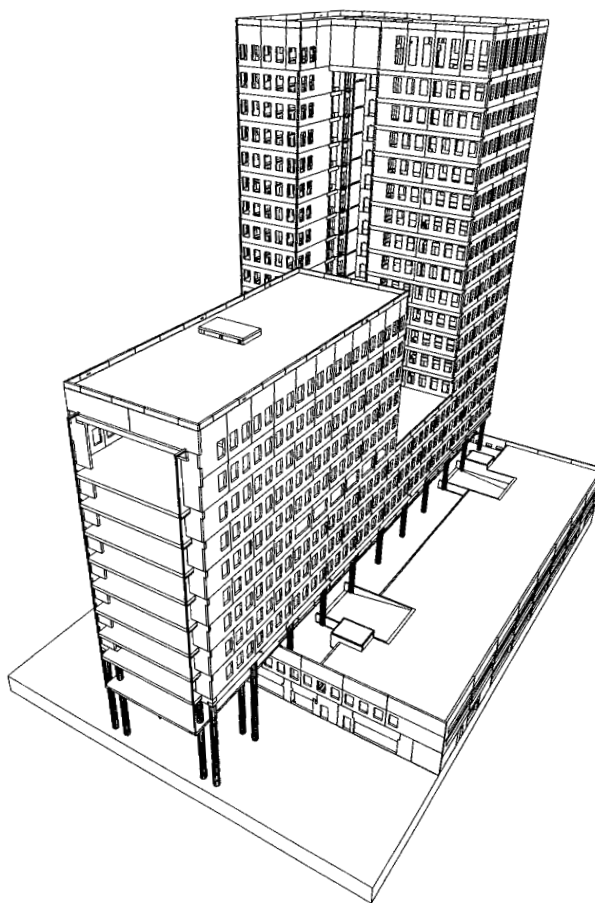
onderhuis, een hoogte van 75 m, de lage toren heeft 9 verdiepingen (fig. 1). Ondanks de goede bereikbaarheid met openbaar vervoer, zijn er in de onderste bouwlagen en in de kelder 200 parkeerplaatsen voorzien.

De draagconstructie van de bovenbouw bestaat bijna geheel

uit betonnen binnenspouwbladen, binnenwanden en kanaalplaatvloeren. In de onderste vier bouwlagen is vanwege de parkeerfunctie gekozen voor een draagstructuur met balken en kolommen. Dit paste beter bij de gewenste openheid en bruikbaarheid.

De gevel bestaat bijna geheel uit metselwerk op Halfen-metselwerkdragers en wordt horizontaal verbonden met geboorde spouwankers.

Ook de Eurotoren wordt van onderaf opgebouwd



bouw naast het Centraal Station van Almere, in het gebied dat nu al het zakencentrum wordt genoemd. Het verhuurbaar oppervlak is verdeeld over twee met elkaar verbonden torens op een split-level onderhuis in vier bouwlagen. De hoge toren telt 18 verdiepingen en heeft, inclusief

1 | Rabobank Almere, gehele bovenbouw in prefab beton

## Constructie & uitvoering

Utiliteitsbouw

Bureau Bartels heeft als hoofd-constructeur, in opdracht van de aannemer voor de ruwbouw, tevens de gehele prefab draagconstructie uitgewerkt. Hoofd-constructeur en prefab-constructeur binnen hetzelfde bureau bespaarde veel afstemmingstijd en bevorderde een vlot bouwproces.

Veelal wordt bij prefab nog steeds gedacht aan een fabrieksmatig proces van betonnen elementen met een zekere seriegrootte. Series van 10 tot 20 waren ooit heel gewoon maar komen tegenwoordig amper nog voor. Voor de eerste vijf bouwlagen van dit project was bijna elk element anders, gezien een gemiddelde seriegrootte of repetitiefactor van 1,05. Dat is eigenlijk wel logisch met per bouwlaag veranderende plattegronden waarop een combinatie van functies als parkeren, entreegebied en kantoren aanwezig is (fig. 2). Eenmaal daarboven is wel sprake van repetitie, mede doordat de verdiepinghoogte gelijk blijft en de plattegrond van beide torens weinig verandering ondergaat (fig. 3).

### Planning

Voor de 1700 elementen was een nauwgezette planning van de engineering opgezet, met een omvang van 40 weken. Na de start waren de eerste vijf weken nodig om de details en de verbindingen voor het hele gebouw op te zetten en de gegevens van de diverse partijen op elkaar af te stemmen. Ook is direct gestart met de meest complexe constructieve delen om nog speelruimte te hebben voor overleg en wijzigingen. Met een continue bezetting van vijf personen zijn de onderste verdiepingen met de grootste variatie in delen van twee bouwlagen uitgewerkt. Een grotere bezetting had geen hogere snelheid van het proces opgeleverd, want dan was de controle door derden de remmende factor geworden. Op hogere niveaus

zijn maximaal zes bouwlagen tot één deel samengevoegd, waardoor het aantal elementen globaal overeenkwam. Een voordeel van deze verdeling was dat de elementen van de eerste bouwlagen vlot voor de productie konden worden vrijgegeven. In de productie moest men ervoor zorgen de elementen van de gehele eerste bouwlaag gereed te hebben voor aanvang van de geplande montage. De productie in de fabriek vroeg meer tijd dan de

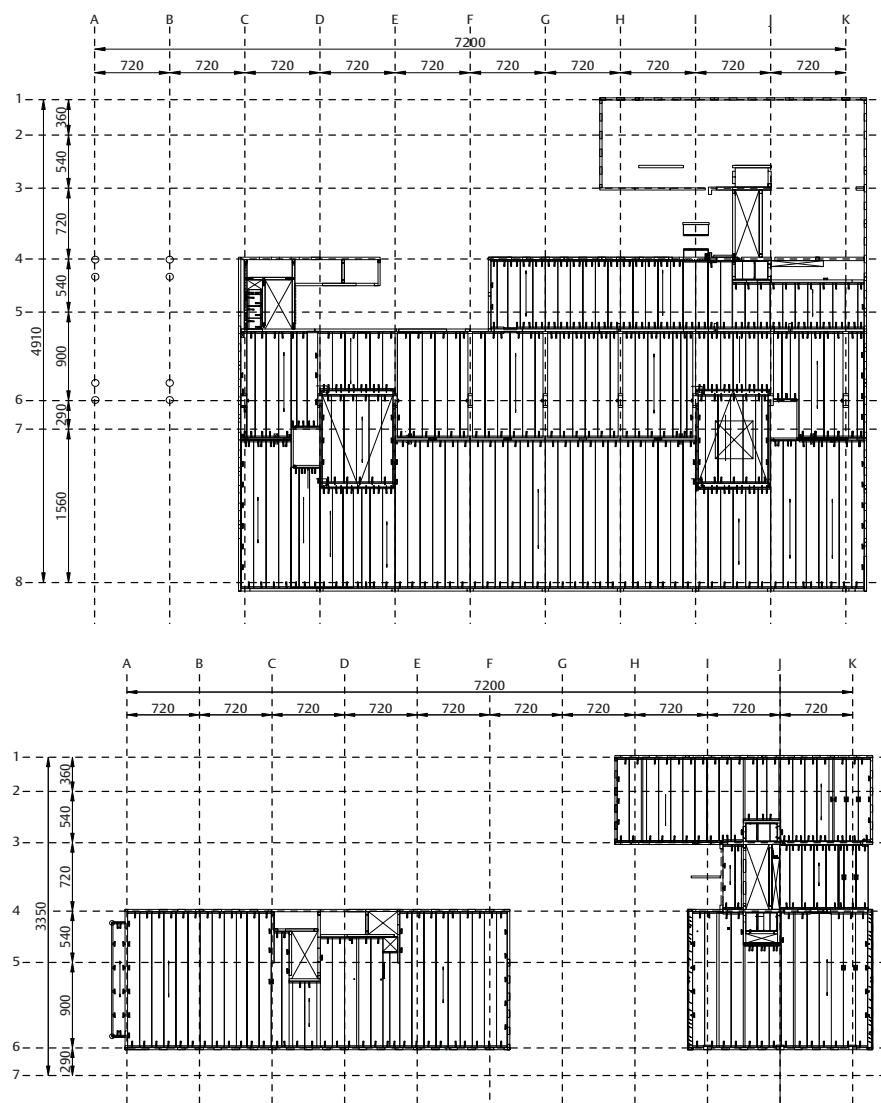
tekencyclus per deel, zodat gaandeweg minder druk op de planning ontstond en er meer ruimte kwam voor een optimaal proces van uitwerken.

### Natte knopen

De stabiliteit van het gebouw is niet alleen toegekend aan de kernen van beide torens. De gevels, opgebouwd uit dragende prefab binnenspouwbladen, werken ook mee, ondanks de raamsparingen en de verticale en horizontale

2 | Draagconstructie niveau +1/+2 met parkeerfunctie

3 | Draagconstructie torenverdieping



## Constructie &amp; uitvoering

## Utiliteitsbouw



4 | Verticale stortstrook tussen met elkaar te verbinden wanden

voegen. De windbelastingen zijn verdeeld naar rato van de stijfheden van de vloeren en de verticaal dragende delen, waarbij bijna alle gevels een aandeel leveren. Hierbij is het globale stabiliteitssysteem omgezet in een gedetailleerde berekening, met een exacte belastingsafdracht over alle afzonderlijke elementen. Deze gedetailleerde berekening houdt rekening met alle aanwezige componenten: sparingsen, verbindingen, lateien, wanddiktes, stijfheden. Bij grotere bouwhoogtes luistert dit zeer nauw.

Stijfheden voor een berekening schatten is lastig en dient nauwkeurig te gebeuren, want 25% verandering in bijvoorbeeld één van de componenten kan een 100% andere krachtswerking opleveren in alle beschouwde onderdelen van het schema. Bij de bepaling van de stijfheid van de beide kernen hadden de volgende aspecten invloed:

- vorm van de kern: locatie en dikte van wanden;
  - optredende normaalkrachten en buigende momenten:  $M-N$ - $\kappa$ -diagrammen;
  - vervormingen van de paalfundering: indrukking en rotatie;
  - sparingsen in wanden: verzwakking doorsnede;
  - horizontale voegen tussen de prefab wanden: verzwakking doorsnede;
  - verticale voegen tussen de wanden: zonder verbinding of met een verbinding in de vorm van een natte knoop.
- De verdeling van de krachten over de stabiliserende schijven was een punt van regelmatig overleg. De resultaten voor de prefab bovenbouw moesten overeenkomen met de berekening en de capaciteit van de fundering. Hoe hoger het gebouw, hoe groter de noodzaak van deze afstemming is.
- Het ontwerp van de kernen bevatte ter wille van de nodige stijfheid verticale stortstroken tussen met elkaar te verbinden wanden. Deze natte knopen (foto 4) konden niet worden vervangen door economischer lasverbindingen en moesten als eerste worden uitgewerkt. Na het vaststellen van de locaties en de afmetingen van de natte knopen waren de lengtes van de prefab wanden bekend. Voor de eerste vijf verdiepingen waren er circa 30 stuks per bouwlaag nodig. Nadat dit was uitgezocht konden de optredende krachten worden bepaald om mogelijke problemen bij het dimensioneren in een vroegtijdig stadium te onderkennen. Bij de montage van een prefab skelet zijn natte knopen de versturende factor voor de bouwsnelheid, de wens was dan ook het aantal tot een minimum te beperken.
- Aandachtspunten bij het ontwerp waren:
- locatie van de knopen is zo gekozen dat er niet meer dan twee wanden in een verbinding samenkomen;
  - knopen op gunstige punten aangebracht met betrekking tot snedekrachten uit wind;
  - knopen indien mogelijk niet in het zicht;
  - betonsterkteklasse B 45, bij voorkeur niet hoger;
  - uniformiteit in de afmetingen: alleen wanden met gelijke dikte (200 mm, 250 mm of 300 mm) zijn met elkaar verbonden;
  - waar mogelijk kiezen voor grote prefab elementen, dat vraagt minder verbindingen;
  - zo min mogelijk variatie van wapening en in te storten stekkenbakken: breedte natte knoop 300 mm en alleen stekkenbakken Ø8-150 en Ø12-150;
  - knopen bij voorkeur niet bij deur- of installatiesparingsen vanwege extra benodigd bekistingwerk.

Stekkenbakken zijn voor de prefab-leverancier niet prettig. Er gaat relatief veel tijd verloren bij het inbouwen in de mal. De dikte van een stekkenbak is vaak groter dan de gekozen dekking, met gevolgen voor het wapeningsnet. Stekkenbakken voor een natte knoop in wanden vragen een nauwkeuriger plaatsing dan bij toepassing in vloeren, door de relatief geringe dikte van de kopse zijde van een wand. Naast de toleranties bij het inbouwen van een stekkenbak en wapening in de mal van een element, zijn er ook toleranties bij de montage op de bouwplaats. Om het montageproces niet te verstoren worden zoveel mogelijk handelingen van tevoren uitgevoerd; de afdekplaten zijn in de fabriek al verwijderd. Na het transport worden op de bouwplaats de beugeldelen uitgebogen en wordt het element geplaatst, de wapeningskorf aangebracht en de bekisting vastgezet. De praktijk leert dat stekkenbakken met staven Ø12 op de bouwplaats zwaar werk veroorza-

ken; het uitbuigen van de stekken van de vele bakken is nauwelijks vol te houden.

## Gevel met binnenspouwbladen, stabiliteit

Gebruikelijk bij gevels met prefab binnenspouwbladen is het stapelen van de elementen met per plattegrond exact dezelfde locatie van de verticale naden. In dit project zijn veel gevels opgebouwd met in verband gestapelde elementen, zoals gebruikelijk bij metselwerk. Het voordeel van deze stapeling is een grotere stijfheid van de gevel, omdat sprake is van één grote verticale schijf en niet van een aantal smalle verticale schijven naast elkaar.

Het maken van een statische berekening met de eindige-elementenmethode voor een gevel als geheel is het beste, maar was hier niet mogelijk vanwege de afmetingen. Het alternatief is de uitwerking van een aantal maatgevende elementen. De aard van de onderbouw is van grote invloed op de hoeveelheid rekenwerk en de hoeveelheid wapening. De lijnvormige ondersteuning van de noordelijke gevel door een dichte kelderwand met veel palen bood de mogelijkheid voor een continue ondersteuning en een optimaal ontwerp. Al na enkele bouwlagen kon met een praktische wapening worden volstaan en kon het grootste deel van de elementen in B 45 worden gemaakt. De gevel aan de zuidzijde daarentegen wordt ondersteund door kolommen.

De gevelelementen zijn wandlagers met een lengte van 7,2 m, dragend van kolom naar kolom en uitgevoerd in B 65. Het gevolg van deze schematisering is dat de druklasten zich concentreren in de penanten waar de kolommen onder staan. Deze wijze van construeren is goed uitvoerbaar als in alle elementen en hun

onderdelen zoals penanten, een drukbelasting aanwezig is.

Bij de gevels van binnenspouwbladen in gebouwen als het onderhavige, drukken de hoge normaalkrachten een belangrijk stempel op het ontwerp en de hoeveelheden wapening. Doordat in dit ontwerp de penanten smal zijn en de dikte van de elementen van 220 mm vrij krap is, waren de normaalspanningen op veel plaatsen groter dan 30 N/mm<sup>2</sup>. De geboden vrijheid in keuze van de betonsterkteklasse is hier benut door hele gevels in beton B 65 uit te voeren en een aantal elementen zelfs in B 75. Er is steeds een afweging gemaakt tussen betonsterkteklasse en praktische wapening. Voor een zo goed mogelijke schematisering is rekening gehouden met verschillen in fictieve E-modulus voor latei en borstwering met hoofdzakelijk buiging, en penanten met hoofdzakelijk normaalkrachten.

Een punt van aandacht waren de hoge normaalspanningen in de voegen. Voor de montage was het gebruik van voegband randvoorwaarde. Bij het toepassen van voegband aan binnen- en buitenzijde is de voegbreedte minder dan de dikte van het ele-

ment en het netto voegoppervlak aanzienlijk kleiner. Door het gebruik van stelankers was het mogelijk de beschikbare voeg geheel te vullen met gietmortel K 70 \*). Stelplaatjes verhinderen dit geheel vullen van de voeg en hebben zelf in de gebruiksfase geen dragende functie meer. Uit visuele inspecties van boorcilinders is gebleken dat de mortelvoeg zich voor 100% vult en dat er geen sprake is van insluiting van grote luchtbellen. De beproeving van enkele prisma's leverde ook een voldoende resultaat.

## Grotere prefab elementen

De tendens naar steeds grotere prefab elementen is ook in dit project merkbaar (foto 5). De maximum-afmetingen waar we voor Voorbij Amsterdam rekening mee hielden waren 3770 x 7770 mm<sup>2</sup>. Grotere elementen passen niet op hun stalen tafels en worden daarmee relatief kostbaar. Sommige elementen, die om constructieve redenen niet geknipt konden worden, zijn bij Schokbeton in Zwijndrecht gemaakt, waar lengtes tot 13650 mm mogelijk zijn.

Bij grotere afmetingen dan de standaard gingen andere aspecten een rol spelen. De capaciteit van de kranen in de fabriek en op



5 | Over grote elementen gesproken: een van de kolommen voor de onderbouw

\*) Zie in dit nummer het artikel van H.N.J. in den Haak en ir. S. van Dijk: Synergie in beton door samen prefabriceren en monteren.

**Constructie & uitvoering**

## Utiliteitsbouw

6 | Gevelelement met een  
lengte van 11,5 m bevat  
6 raamopeningen



het tasveld beperken de maximale massa van de elementen tot circa 20 ton. Het vervoer over de weg is goed mogelijk met elementen met een hoogte tot 4,0 m. Voor een aantal bouwlagen zoals de begane grond en de laag onder het dak, was de hoogte groter. Hier zijn veel kantelementen toegepast, voorzien van twee extra hijsvoorzieningen om op de bouwplaats de elementen eerst 90° te kunnen draaien. Een andere beperkende factor was de bouwkraan met een capaciteit van 14 ton bij maximale arm.

Er zijn veel elementen toegepast met lengte 7,2 m en hoogte 3,6 m, voorzien van vier ramen. Er waren echter ook grote elementen van 11,5 m lengte met zes ramen (foto 6).

#### Drukragen op de kanaalplaatvloeren

De drukragen zijn tijdens het proces van uitwerken regelmatig

ter sprake gekomen. In de besteksfase waren op alle kanaalplaatvloeren drukragen aanwezig. Voor montage in prefab is het storten van druklagen en het daarna monoliet afwerken ervan een andere discipline. Het is arbeidsintensief en beperkt de bouwsnelheid. Door de opdrachtgever was de wens geuit de druklagen tot een minimum te beperken. Dit maakte het noodzakelijk in een vroegtijdig stadium delen detailengineering voor te trekken. In een later stadium extra functies toekennen aan de druklaag was niet mogelijk. Vroegtijdig is gekeken naar

- een goede uitwerking van de trekband met verankering;
- voldoende verbindingen van alle prefab elementen aan de draagconstructie;
- capaciteit kanaalplaatvloeren bij grote overspanningen en de altijd noodzakelijke ravelingen en sparingen en laat-

komende belastingen uit installaties;

- spreiding van belastingen in de vloer, niet alleen in de gebruiksfase, maar ook in de bouwphase met onderstemplingen en pallets met stenen voor de gevel;
- constructies van dakopbouwen, veelal geplaatst op de kanaalplaatvloer ergens halverwege de overspanning, en de verbindingen aan de vloer ter plaatse van de kanalen die, afhankelijk van het legplan, soms niet op de goede plek zitten;
- bouwkransen die hun tijdelijke belasting via een vloerschijf afdragen naar een kern.

Op de beide daken is in een later stadium alsnog gekozen voor druklagen. Het mogelijk tegelijk aanwezig zijn van belastingen uit glazenwasinstallatie, koelunits, dakopbouwen en de diverse variabele lasten, waren niet te combineren met de eveneens noodzakelijke sparingen. De extra capaciteit uit de druklaag maakte het ontwerp haalbaar; zonder de druklaag zou een vloerdikte van 400 mm nodig zijn geweest. ■

**Projectgegevens****opdrachtgever:**

Blauwhoed Vastgoed en Rabo

Vastgoed

**architect:**

ZZ+P Architecten

**adviseur constructies en prefab:**

ingenieursburo Bartels Zwijsendrecht

**levering prefab:**

Voorbij Prefab Beton en Schokbeton

Zwijsendrecht

**montage prefab:**

Voorbij Betonbouw

**Planning**

De montage is gestart in week 8-2002, cyclus twee weken per bouwlaag, ruwbouw gereed eind december 2002, oplevering juli 2003.



## Constructie &amp; uitvoering

Utiliteitsbouw

# Solaris; Werken aan de Maas

ing. J.R. Thomas, ing. P. Oudshoorn, ir. J.G. Kraus, D3BN Civiel ingenieurs  
ir. G.J. van Tol, J. Meerman, Aveco de Bondt raadgevende ingenieurs

*Bij projecten waaraan meer constructiebureaus een bijdrage leveren, is een optimale coördinatie en afstemming van de verschillende werkzaamheden en verantwoordelijkheden een eerste vereiste. Het project Solaris, een nieuw kantorencomplex met parkeergarage in Capelle aan den IJssel en gelegen aan de Maas, is hiervan een goed voorbeeld. D3BN Civiel ingenieurs was verantwoordelijk voor ontwerp en constructieprincipe, Aveco de Bondt raadgevende ingenieurs voor de uitwerking van het prefab beton. In deze bijdrage wordt ieders rol beschreven.*

1 | Solaris: één met de aangrenzende Van Brienenoordbrug



Solaris (foto 1) bestaat uit vier hoofdgebouwen, een parkeergarage en twee paviljoens. De vorm van de hoofdgebouwen is gelijk aan de gekromde bovenrand van de aangrenzende Van Brienenoordbrug. Hierdoor ontstaat visueel een geheel met de omgeving. De parkeergarage bevindt zich deels onder de hoofdgebouwen en heeft een capaciteit voor 460 auto's. Aan de Maasoever zijn aangrenzend aan de parkeergarage twee transparante, in staal uitgevoerde paviljoens gebouwd. Naast het complex bevindt zich ten slotte nog het bestaande 'Zalmhuis', dat door derden vrijwel is herbouwd.

2 | De vier gebouwen in verschillende stadia van montage

## Skelet

Ieder hoofdgebouw bestaat uit twee bouwdelen: een hoger deel met een schuin voorover hellende glasgevel en een lager deel dat door de kromming van het dak uitloopt in een punt en dat bovendien maximaal 18 m uitkraagt. Vanaf de eerste verdieping is het skelet van ieder bouwdeel volledig geprefabriceerd (foto 2), terwijl het onderste deel in het werk is gestort. De reden hiervoor was de voorbereidingstijd die het uitwer-

ken van de prefab-betonelementen behoefde.

Het prefab skelet is opgebouwd uit kanaalplaatvloeren zonder druklaag, die overspannen van de middenas – stalen hoedliggers op prefab kolommen – naar de dragende gevelelementen. Veel aandacht is daarbij besteed aan het realiseren van schijfwerking door de vloeren. Het toepassen van geïntegreerde stalen hoedliggers op kolommen beperkte de verdiepingshoogte en gaf een goede economische constructieoplossing voor de noodtrappen. De keuze voor dragende gevelelementen kwam voort uit de benodigde verticale schijfwerking voor de schuine glasgevel in het hoge deel, de benodigde vrije ruimte in de parkeergarage en de grote uitkraging van het lagere deel.

Door deze keuze werd impliciet ook het stabiliteitssysteem bepaald.

## Stabiliteit

Het centrale gedeelte van de hoofdgebouwen met de hoofdtrappen en liften bevindt zich tussen de twee bouwdelen. Dit bleek de ideale plaats voor de stabiliteitswanden. Om het vloerop-

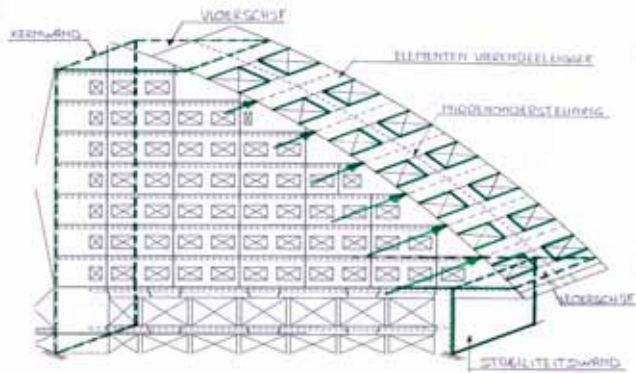
## Fundering

Het bouwterrein bevindt zich in een slibdepot tussen de zomer- en de winterdijk. Vanwege de mogelijke aanwezigheid van agressief slibmateriaal in de bodem, is uitgegaan van milieuklasse 5 voor de funderingspalen. Lokaal is het draagvermogen van de grond zeer beperkt. De combinatie van grondverbetering – met zandpalen – en Vibropalen bleek voor dit geotechnisch probleem de meest economische oplossing. Met dezelfde stelling konden zowel de grondverbetering als de funderingspalen worden uitgevoerd.



## Constructie &amp; uitvoering

Utiliteitsbouw



pervlak maximaal te benutten, is per bouwdeel gekozen voor een open kern in de vorm van een U. Bij het hogere deel was een stabiliteitsvoorziening in de schuine glasgevel de eenvoudigste oplossing om verticale wringing van de vleugel te voorkomen. De noodzaak daartoe is echter eerst uitgebreid onderzocht. Hiertoe is de

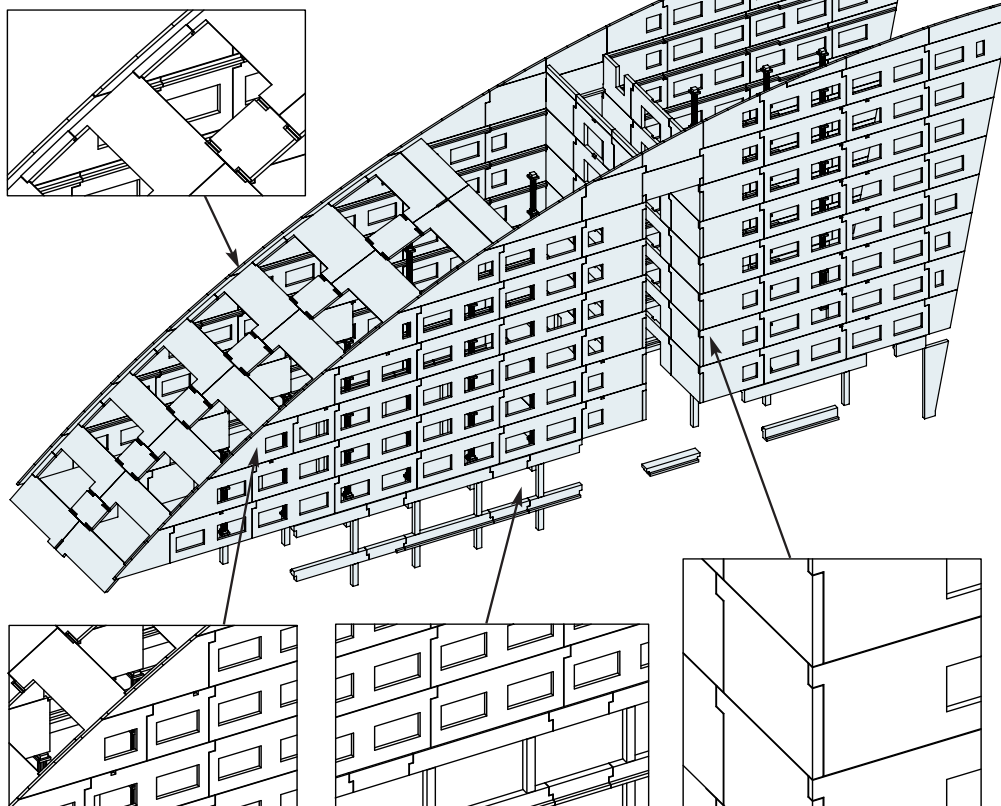
draagconstructie van dit bouwdeel in een 3D-model doorgerekend. Bij het invoeren is vooral gekeken naar de modellering van de verbindingen tussen de gevel-elementen, omdat deze van grote invloed zijn op de stijfheid van het model. Extra stabiliteitsvoorzieningen bleken niet noodzakelijk. Door het 3D doorrekenen van het

model kwam tevens het krachtenverloop in de prefab gevels goed in beeld.

3 | Stabiliteitsprincipe  
lagere helft

Het lagere deel was te lang om hetzelfde stabiliteitsprincipe te kunnen toepassen. Daarom is in het ronde dak een extra stabiliteitsverband gemaakt. De architect wilde hier grote raamopeningen voor daglichttoetreding. Om dit mogelijk te maken is gekozen voor een vierendeelligger van prefab elementen gekoppeld met lasplaten (fig. 3). Eén steunpunt van de vierendeelligger is de uitkragende vloer van de eerste verdieping; het andere steunpunt wordt gevormd door de bovenkant van de U-vormige kern. Door deze oplossing waren de krachten

4 | Isometrie verbindings-  
principes



**Constructie & uitvoering**

## Utiliteitsbouw

op de U-vormige kern dusdanig afgenomen dat de kern de resterende belasting kon opnemen.

**Parkeergarage**

De parkeergarage is net als de gebouwen volledig geprefabriceerd. Grote overspanningen maken het mogelijk met een minimum aantal kolommen een vrije en ruim ogende garage te realiseren. Kanaalplaatvloeren ( $d = 400$  mm) overspannen maximaal 15 m. De korte prefab kolommen zijn in de fundering ingeklemd, zodat het zicht in de garage niet door wanden wordt belemmerd.

Het niveau van de parkeergarage is zo gekozen dat geen waterafsluitende constructieve vloer nodig was. Volstaan kon worden met bestrating en een minimale hoeveelheid in het werk te storten balken en poeren.

**Prefabricage**

Zodra de opdracht door de hoofdaannemer aan de prefab-betonleverancier was verstrekt, kon worden begonnen met een optimalisatieproces om te komen tot een optimum voor enerzijds de productie en anderzijds de montage van de prefab. Startpunt daarbij was een relatief ver uitgewerkt constructief ontwerp.

In het ontwerp lag een aantal problemen opgesloten:

- schijfwerking kerngebied, inclusief koppeling naar gevel;

- overkraging gevelpunten;
- schuine beëindiging gevels;
- overgang in kolomritme tussen kantoorgevel en parkeerlaag.

Bij uitvoering in prefab beton zijn de afmetingen van de constructieve elementen beperkt en verbindingen onvermijdelijk (fig. 4). Het is de uitdaging die verbindingen op een intelligente manier te ontwerpen, zodanig dat de benodigde samenhang tussen de prefab onderdelen wordt bereikt zonder versturende maatregelen in productie en montage. Enkele aandachtspunten hierbij zijn:

**Repetitie**

De toe te passen verbindingen moeten zoveel mogelijk terugkeren qua uitvoering en maatvoering om de ombouw tijden voor de bekistingen te minimaliseren.

**Eenvoud in productie**

De verbindingen moeten zoveel mogelijk worden uitgevoerd in 'prefab-eigen' middelen: beton, normale wapening, stekankers en gains. Speciale verbindingsmiddelen als lasplaten, stekkenbakken en verbindingsslussen, geven een verhoging van de kostprijs door relatief hoge materiaalkosten en verstoring van het productieproces. Het inbouwen van lasplaten en stekkenbakken verstoort het productieproces, omdat de samenvoeging met de wape-

ning veelal bij de bekisting moet plaatshebben. Als in de planning wordt uitgegaan van één stort per werkdag, dan geeft dit voor het productiepersoneel een forse werkdruk. Bovendien geeft het gebruiken van niet-standaard verbindingsmiddelen risico's in verband met toelevering door derden.

**Eenvoud in montage**

De verbindingen moeten zoveel mogelijk worden uitgevoerd met middelen die door een doorsnee montageploeg doorgaans worden toegepast: bij voorkeur verbindingen met stekken in gains aangevuld met normale gietmortel (fig. 5). Hierdoor worden de verbindingen meegenomen in de normale montage van de elementen en zijn geen extra disciplines en/of arbeidsgangen nodig. Uitgangspunt moet zijn dat bij de montagevoortgang geen wachttijden ontstaan door andere verbindingen zoals natte knopen of lasplaatverbindingen. Hierdoor is het ook mogelijk de hoogwaardige kwaliteit van de fabrieksproductie optimaal te benutten en een betrouwbare draagconstructie te creëren.

**Aanpak van de engineering**

Voor een doelmatige aanpak van de engineering van minder eenvoudige prefab-betonstructuren is het belangrijk allereerst de uitgangspunten zo duidelijk mogelijk vast te leggen. Bij Aveco de Bondt worden prefab-betonstructuren in een 3D-model uitgewerkt. Hierdoor wordt in een relatief korte periode de gehele structuur gedefinieerd en de indeling vastgelegd. Door het ontwerpen in 3D is het mogelijk problemen en oplossingen snel en duidelijk op papier te zetten en bespreekbaar te maken. De maatvoering van de elementen onderling is gegarandeerd. Voorwaarde voor deze manier van werken is dat de gegevens, vooral de maatvoering van het beton, van alle ver-

5 | Eenvoud in verbindingen: stekken in gains



## Constructie &amp; uitvoering

Utiliteitsbouw



diepingen in een vroeg stadium bekend zijn.

Na het uitwerken van de constructie met bijhorende principedetails kunnen in een relatief hoog tempo de productie-tekeningen worden vervaardigd, omdat veel problemen reeds zijn opgelost.

Het project Solaris kenmerkte zich niet alleen door de constructieve eisen aan de constructie, maar ook door de lastige geometrie. Extra zorg is besteed aan de maatvoering, vooral van de gebogen bovenrand. Het is vrij lastig met de verschillende partijen (aannemer, architect, prefab engineering) de vorm goed in het model te krijgen en zodoende de juiste vormtekeningen voor de

bekistingen te kunnen maken. Ook het inpassen van de prefab platen op het ronde dak vroeg veel inspanning. De maatvoering, de onderlinge koppelingen en de toleranties vereisten een goed overleg tussen de verschillende partijen om te komen tot een goede oplossing die ook in de montage goed hanteerbaar zou zijn.

Voor een project met een dergelijke complexiteit en schaal is het daarom essentieel dat in de eerste fase van de prefab engineering regelmatig afstemming plaatsheeft tussen de diverse bepalende partijen, en dat in deze fase alle partijen zich ervan bewust zijn dat belangrijke beslissingen moeten worden genomen. Hieruit volgt ook dat de hoofdaannemer zich

ervan bewust moet zijn dat het 'zwaartepunt' van de werkvoorbereiding bij een prefab draagstructuur aanzienlijk vroeger valt dan bij een traditionele manier van bouwen. Voordeel is dan wel dat op deze wijze het oprichten van een prefab gebouw (foto 6) een aanzienlijke versnelling van het bouwproces oplevert. ■

6 | Bouwen met prefab kan het bouwproces aanzienlijk versnellen

## Projectgegevens

## opdrachtgever:

Capelse Maasoever BV, een ontwikkeling van Bouwfonds Vastgoedontwikkeling C.V.

## directie:

DVP Bouwprojectmanagers en Vastgoedadviseurs

## architect:

Architectenbureau Van Tilburg en partners

## hoofdconstructeur:

D3BN civiel ingenieurs, Den Haag

## constructeur prefab beton:

Aveco de Bondt raadgevend ingenieursbureau, Rijssen

## aannemer:

Van Wijnen Dordrecht

## levering + montage prefab beton:

Oosthoek Kemper, Tilburg

Constructie & uitvoering  
Utiliteitsbouw

## Nieuwbouw Cisco Campus Amsterdam

# Prefab als Leidraad

ing. P.G. Hooijschuur, Pieters Bouwtechniek Haarlem b.v.

*Indien men een gebouw van grote omvang met een korte voorbereidingstijd in hoog tempo wil realiseren, ligt de keuze voor een prefab betonconstructie voor de hand. Daarnaast zijn een nauwe samenwerking met de partners, een goede taakverdeling en ervaring vereist.*

Het totale nieuwbouwproject Cisco Campus Amsterdam omvat circa 100 000 m<sup>2</sup> bruto vloeroppervlak, te bouwen in drie fasen, te weten 1A, 1B en fase 2.

Onder het gehele project is een halfverdiepte parkeergarage voor ongeveer 750 auto's geprojecteerd (afmetingen 174 x 196 m<sup>2</sup>). Fase 1A omvat 37 000 m<sup>2</sup> en is op

1 juni 2002 opgeleverd. Fase 1B volgt op de voet en is op 15 juli 2002 opgeleverd.

De hoofddragconstructie is opgebouwd uit dragende prefab gevelelementen, kolommen, balken en kanaalplaatvloeren. De gevelelementen lopen nergens door tot aan de fundering, maar er is een overgangsgebied van een kolommen/balken structuur naar een dragende gevelstructuur op verschillende niveaus. De stabiliteit van het gebouw wordt verzorgd door de prefab gevelelementen en de prefab kernen. Tussen de gebouwen bevindt zich boven de parkeergarage een omvangrijk groendek, opgebouwd uit TT-platen en kanaalplaten op prefab balken en kolommen. Deze kolommen verzorgen tevens de stabiliteit van het dek.

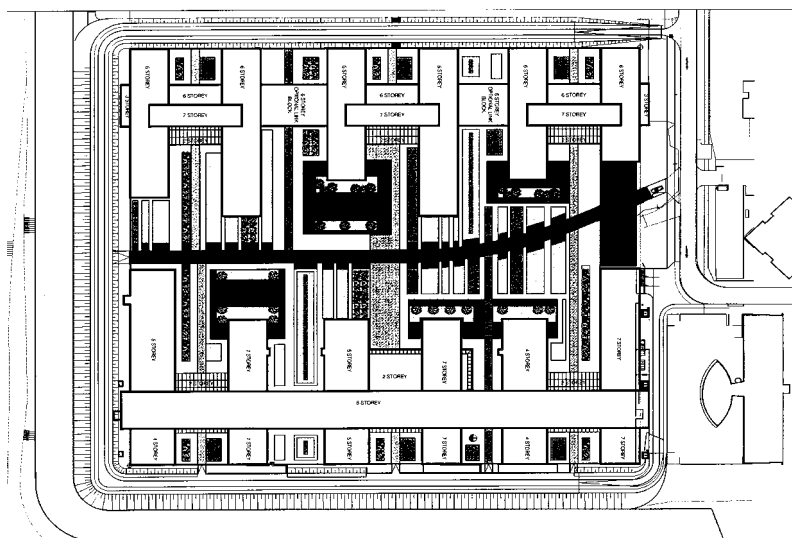
### Afmeting/geometrie

Fase 1 (A en B) bestaat uit zes kantoorblokken met een lengte van 55 en 80 m en één doorgaand verbindingblok (ruggegraat), met een lengte van 200 m (fig. 1a, foto 1b).

De kantoorblokken hebben een breedte van afwisselend 16,80 m en 14,40 m. In de blokken van 14,40 m kon een kolomvrije overspanning gemaakt worden. In de blokken van 16,80 m is een kolomrij toegepast waardoor vloeroverspanningen ontstonden van 6,00 en 10,80 m. De blokken hebben een hoogte van afwisselend 5 en 7 bouwlagen.

Het doorgaande verbindingblok heeft een breedte van 14,40 m en een hoogte van 7 verdiepingen met daarboven een doorgaande techniekruimte, uitgevoerd in een staalconstructie. Ook in dit bouwdeel behoorde een kolom-

1a | Plattegrond van het totale complex (fase 1 onderzijde)



1b | Zes verschillende gebouwen, verbonden door de zwarte ruggegraat  
foto: Aeroview, Dick Sellenraad



vrije overspanning tot de mogelijkheden, maar vanwege de belasting van de techniekruimte en reeds geprojecteerde kernen is hier een middenkolom toegepast.

De stramienmaat in de lengterichting van de blokken is 7,50 m. Het gebouw heeft een standaardverdiepingshoogte van 3,90 m, en een afwijkende verdiepingshoogte op niveau 1 van 4,50 m.

Er zijn twee gebouwdilatatieën gemaakt, één halverwege fase 1A en één op de overgang tussen fase 1A en 1B. Hierdoor ontstaan drie bouwdelen in een H-vorm, waarvan de stabiliteitskernen zich buiten de kantoorblokken in het centrale middengedeelte bevinden.

Op alle verdiepingsvloeren zijn, mede vanwege de schijfwerving, gewapende druklagen toegepast.

## Planning

Het bijzondere aan dit omvangrijke project is het korte tijdsbestek. De totale doorlooptijd van de opdracht aan het ontwerpteam, tot en met de uitvoering, bedraagt inclusief planprocedures, minder dan drie jaar. Direct na de afronding van de definitieve ontwerpfase in bouwteamverband, is de engineering van het prefab beton gestart. Deze snelle start leverde een enorme tijdswinst op.

Het hield wel in dat de maatvoering van de constructies, zoals vastgelegd in het DO, maatgevend en leidend zijn geweest voor alle disciplines (inclusief bouwkunde). Een nauwe samenwerking en een goede taakverdeling tussen ontvurende, uitvoerende en prefab producerende partijen was van groot belang. Uiteindelijk waren er vier leveranciers voor de verschillende prefab onderdelen bij het project betrokken.

Pieters Bouwtechniek was als hoofdconstructeur verantwoordelijk voor het ontwerp van de totale constructie. Ingenieursburo Bartels heeft de prefab en-

Enkele data geven een beeld van de korte bouwtijd

|                 | Fase 1A (37 000 m <sup>2</sup> ) | Fase 1B (19 000 m <sup>2</sup> ) |
|-----------------|----------------------------------|----------------------------------|
| start ontwerp   | december 1999                    | maart 2000                       |
| DO gereed       | 8 mei 2000                       | 21 september 2000                |
| slaan 1e paal   | 29 juni 2000                     | 27 november 2000                 |
| stellen 1e wand | eind augustus 2000               | 19 maart 2001                    |
| ruwbouw gereed  | mei 2001                         | november 2001                    |
| oplevering      | juni 2002                        | juli 2002                        |

gineering op zich genomen die onder meer bestond uit het maken van merkenoverzichten van de prefab elementen (vloeren en gevels), het maken van detailberekeningen (inclusief afstemming van de elementen onderling) en het maken van elementtekeningen in samenwerking met de leveranciers. Bij deze werkwijze was, vanwege het nog ontbreken van de bouwkundige werktekeningen, zeer frequent overleg tussen alle partijen noodzakelijk.

## Prefab gevels (foto 2)

In de DO-fase zijn alle vloeren en gevels door Pieters Bouwtechniek getekend inclusief de principedetails. Deze tekeningen vormden het uitgangspunt voor alle prefab onderdelen en alle bouwkundige maatvoering. Van de geveloverzichten konden direct het aantal (1500) en typen van de gevelelementen worden bepaald.

Vanwege het grote aantal elementen is ervoor gekozen om eerst een standardelement van 3,89 x 7,50 m compleet te engineeren en vrij te geven voor productie. Zodoende kon een grote voorraad van deze elementen worden aangemaakt. De afwijkende elementen konden volgens een afroepschema worden geproduceerd en geleverd.

Voor de wanden van de trappenhuisen is een aparte mal in een U-vorm gemaakt, in plaats van drie losse wanden. Daarmee kon het aantal montagehandelingen worden beperkt.

Voor de schroefhulzen ten behoeve van het terracotta gevelsysteem werden aluminium kokers boven de mal gehangen.

Hierin is een rij pijpjes gemaakt om de schroefhulzen op een standaardmaat in te kunnen storen.

## Prefab balken en kolommen

In de gebouwblokken waar een kolomrij is toegepast, zijn de balken voor de helft geprefabriceerd. De balkbodems zijn van voorgespannen prefab beton, waar beugelwapening uitsteekt.



De bovenwapening is in het werk bijgevochten. Het bovenste deel van de balk werd tegelijk met het vullen van de kelkvoegen gestort. Op die manier kon een goede verankering van de randwapening in de balken gerealiseerd worden, om de stabiliteitskrachten naar de kern af te voeren.

Een bijzonder element in de constructie van het gebouw vormen de ronde kolommen van 15,4

2 | Gevelelementen (kop van één van de kantoorgebouwen)

foto's: Henk van der Veen

## Constructie & uitvoering

Utiliteitsbouw

3 | Toepassing van zeer hoge kolommen



meter lang (foto 3). Deze slanke kolommen, met een diameter van 600 mm, zijn vrijstaand over 4 verdiepingen. De kolommen zijn in één keer gestort, in een horizontale gietinstallatie. De gietmal is voorzien van twee delen die open kunnen klappen. De mal wordt daarna door een stortopening van 10 cm breedte volgestort. De kolom wordt ten slotte compleet rond glad gestreken. Voor de uitvoering heeft het aan één stuk fabriceren van deze

kolommen ook een groot voordeel, ze zijn namelijk eenvoudig af te schoren. Dat is met kolommen die uit verschillende delen bestaan veel lastiger. Vanwege de hoeveelheid wapening was het niet mogelijk om ankers in de kolommen te boren of voorzieningen in de kist op te nemen. De aansluiting van het terras op niveau 1 is daarom door middel van stalen klembanden om de kolommen uitgevoerd.

4 | Montage met torenkranen, opgesteld tussen de gebouwen



## Montage

De montage van de prefab elementen is met mobiele kranen (200 tons) uitgevoerd (foto 4). De kranen waren opgesteld tussen de blokken, waar tijdens de montage het dek is weggelaten. Op die plaatsen zijn wel de palen geheid, maar de poeren niet gemaakt. De palen zijn diep afgehaakt waarover een laag verdicht zand met een dikte van 1 m is aangebracht.

Het gebouw is in drie bouwstromen gemonteerd, waarbij telkens de H-vorm met stabiliteits-elementen per verdieping gelijk werd opgetrokken.

De druklagen werden aangebracht nadat de vloer van één niveau hoger gemonteerd was, zodat deze direct konden worden afgevlinderd. Om de stabiliteit tijdens de bouwfase te waarborgen, zijn stalen strippen op de vloeren bevestigd, om tijdelijk de functie van de druklagen over te nemen.

De houten stelkozijnen zijn in de prefab gevelelementen meegenomen. Om die reden was het noodzakelijk dat de gevelelementen zeer nauwkeurig werden gesteld. ■

## Projectgegevens

### opdrachtgever:

Cisco Systems  
Cisterra Partners LTD. San Diego, USA/Amsterdam

### architect

HOK International

### bouwkundig adviesbureau

Pieters Projectbureau Haarlem

### hoofdconstructeur

Pieters Bouwtechniek Haarlem

### hoofdaannemer

J.P. van Eesteren

### prefab engineering

Ingenieursburo Bartels

### leverancier prefab gevels en wanden

Voorbij Prefab Beton en Schokbeton

### leverancier prefab balken, kolommen en TT-vloeren

Spanbeton en Haitsma