

Pieters Bouwtechniek  
Poortweg 4J  
2612 PA Delft  
015-2190300

5.1, 2, e pieters.net  
www.pietersbouwtechniek.nl

## Kavel Koffiefabriek, Amsterdam

### Uitgangspunten en constructief ontwerp

Opdrachtgever: Lister Buildings  
Architect: MeesVisser / Lister Architecture

Opgesteld door: ir. 5.1, 2, e RO  
Projectleider: ir. 5.1, 2, e RO  
Datum: 28 september 2023  
Wijziging: A  
Ref.: R-321139-DO-101a

Paraaf: RD



## Inhoudsopgave

1	Algemeen .....	3
1.1	Projectgegevens.....	3
1.2	Projectomschrijving.....	3
1.3	Leeswijzer .....	4
2	Uitgangspunten .....	5
2.1	Normen en voorschriften .....	5
2.2	Gevolgklasse, ontwerplevensduur en gebouwcategorieën .....	5
2.3	Opgelegde belastingen.....	6
2.4	Belasting door sneeuw en regenwater.....	6
2.5	Brandeisens-constructie .....	6
2.6	Inbrandsnelheden hout.....	7
2.7	Windbelasting.....	8
2.8	Vervormingen en trillingen.....	9
2.9	Contactgeluidsisolatie .....	10
2.10	Buitengewone belastingen met bekende oorzaak.....	10
2.11	Buitengewone belastingen met onbekende oorzaak.....	11
2.12	Geotechnisch onderzoek en grondwater .....	11
2.13	Aandachtspunten locatie.....	12
2.14	Bestaande bebouwing.....	12
3	Belasting uitgangspunten.....	13
3.1	Vloeren .....	13
3.2	Wanden en gevels.....	15
4	Constructief ontwerp .....	16
4.1	Hoofdraagconstructie.....	16
4.2	Binnenterrein en parkeergarage.....	16
4.3	Afdracht verticale belastingen .....	17
4.4	Fundering.....	18
4.5	Stabiliteit .....	18
4.6	Robuustheid/tweede draagweg.....	19
5	Uitgangspunten materiaalkwaliteiten en calculatiegegevens .....	20
5.1	Betonconstructies .....	20
5.2	Staalconstructies.....	20
5.3	Houtconstructies.....	20
5.4	Paalfundering.....	20

Bijlage 1 Bestaande gebouwen en constructies in ondergrond

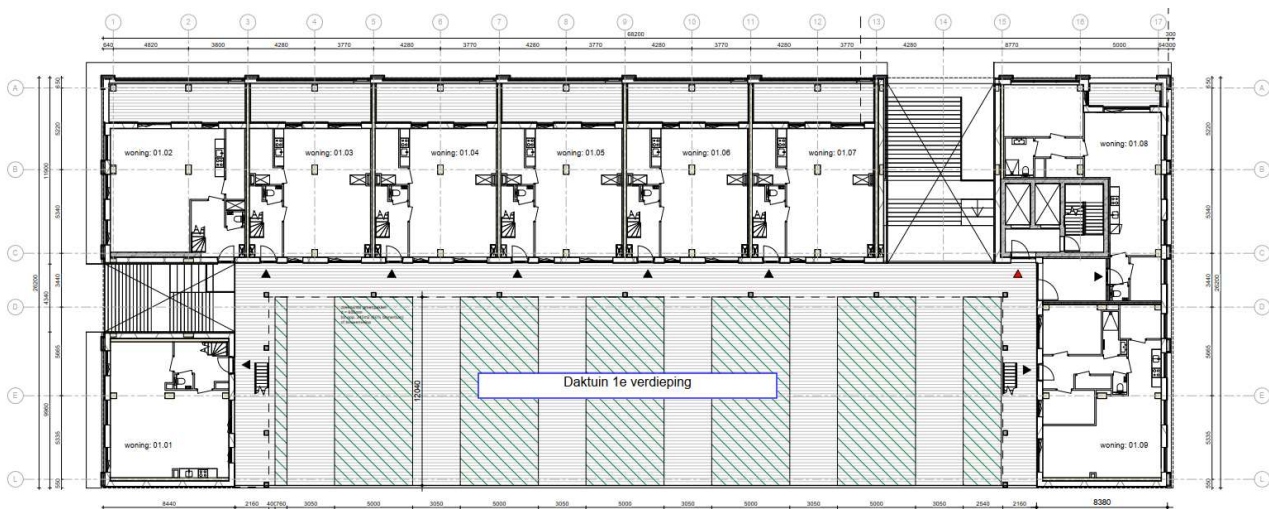
## 1 Algemeen

### 1.1 Projectgegevens

Project	Kavel Koffiefabriek, Amsterdam
Opdrachtgever	Lister Buildings
Architect	MeesVisser / Lister Architecture
Adviseur bouwfysica	LBP Sight
Adviseur Akoestiek	Peutz
Adviseur brand	LBP Sight
Adviseur installaties	Merosch
Adviseur constructies	Pieters Bouwtechniek
Houtconstructies	CLT-S

### 1.2 Projectomschrijving

De koffiefabriek is een nieuw woongebouw in Amsterdam met commerciële ruimten op de begane grond. Tevens ligt op de begane grond een bovengrondse parkeervoorziening onder het gebouw en onder de binnentuin van het complex. De nieuwbouw is gedeeltelijk 6 bouwlagen hoog en gedeeltelijk 7 bouwlagen. Het gebouw wordt gemaakt met een houten hoofdconstructie.



Plattegrond 1<sup>e</sup> verdieping en daktuin uit het VO.



Aanzicht van de voorgevel (Noordoost) uit het VO.

### 1.3 Leeswijzer

Dit rapport beschrijft de constructieve uitgangspunten en het constructief ontwerp voor de fase Definitief Ontwerp. Het constructieve ontwerp is weergegeven in de DO tekeningen set en het IFC model van Pieters bouwtechniek.

#### DO-fase:

Versie	Datum	Wijziging t.o.v. vorige versie
0	14-07-23	Eerste Uitgave
A	28-09-23	Revisie van eerste Uitgave

## 2 Uitgangspunten

### 2.1 Normen en voorschriften

De nieuwbouw moet voldoen aan het bouwbesluit 2012. Dit betekent dat voor het constructief ontwerp de Eurocodes van toepassing zijn.

De volgende normen worden gehanteerd inclusief de Nederlandse Nationale Bijlagen (NB):

NEN – EN 1990	Grondslagen van het constructief ontwerp
NEN – EN 1991	Belastingen op constructies
NEN – EN 1992	Betonconstructies
NEN – EN 1993	Staalconstructies
NEN – EN 1994	Staal – betonconstructies
NEN – EN 1995	Houtconstructies
NEN – EN 1996	Metselwerkconstructies
NEN – EN 1997	Geotechnisch ontwerp (NEN 9997)

### 2.2 Gevolgklasse, ontwerplevensduur en gebouwcategorieën

Volgens NEN – EN 1990 en NEN-EN 1991-1-7 geldt voor de nieuwbouw:

Gevolgklasse	CC2b (Woongebouwen, hotels en kantoorgebouwen met 5 of meer bouwlagen)
Ontwerplevensduur	klasse 3 (ontwerplevensduur = 50 jaar)
Gebouwcategorie	Categorie A (woon- en verblijfsruimte) Categorie C (bijkomruimtes) Categorie H (daken)

In uiterste grenstoestand STR gelden de volgende partiële factoren:

Blijvende en tijdelijke ontwerpsituaties	Blijvende belastingen				Overheersende veranderlijke belasting	Veranderlijke belastingen gelijktijdig met de overheersende	
	Ongunstig	Gunstig	Belangrijkste (indien aanwezig)	Andere			
CC2 (Vgl. 6.10a)	1,35	$G_{k,j,sup}$	0,9	$G_{k,j,inf}$	1,5	$\Psi_{0,1} Q_{k,1}$	1,5 $\Psi_{0,1} Q_{k,1} (i > 1)$
(Vgl. 6.10b)	1,2	$G_{k,j,sup}$	0,9	$G_{k,j,inf}$	1,5	$Q_{k,1}$	1,5 $\Psi_{0,1} Q_{k,1} (i > 1)$

In de bruikbaarheidsgrenstoestanden geldt partiële factoren  $\gamma = 1,0$

## 2.3 Opgelegde belastingen

Conform NEN-EN 1991-1-1+C1+C11:2019/NB:2019 Tabel NB.1-6.2 gelden voor de vloeren binnen dit project de volgende opgelegde belastingen:

Klasse van belaste oppervlakte	Verdeelde belasting $q_k$	Geconcentreerde belasting $Q_k$	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Klasse A – gemeenschappelijke vloeren, trappen en balkons	3,00 kN/m <sup>2</sup>	3,00 kN	0,4	0,5	0,3
Klasse A – niet gemeenschappelijke vloeren	1,75 kN/m <sup>2</sup>	3,00 kN	0,4	0,5	0,3
Klasse A – niet gemeenschappelijke trappen	2,00 kN/m <sup>2</sup>	3,00 kN	0,4	0,5	0,3
Klasse A – niet gemeenschappelijke balkons	2,50 kN/m <sup>2</sup>	3,00 kN	0,4	0,5	0,3
Klasse C3-zonder obstakels voor rondlopende mensen (bijkomstruimten)	5,00 kN/m <sup>2</sup>	7,00 kN	0,6	0,7	0,5
Klasse H-daken (niet toegankelijk) $0 \leq \alpha < 15^\circ$	1,00 kN/m <sup>2</sup>	1,50 kN	0	0	0

Voor dakterrassen op de eerste verdieping die openbaar zijn wordt 5,0 kN/m<sup>2</sup> aangehouden.

Bovenop het gebouw zijn dakterrassen gemeenschappelijk (niet openbaar). Hier wordt 3,0 kN/m<sup>2</sup> aangehouden.

## 2.4 Belasting door sneeuw en regenwater

Voor de bepaling van de belasting door sneeuw(ophoping) en regenwater op de daken moet NEN-EN 1991-1-3 aangehouden worden.

Om te voorkomen dat hemelwater kan accumuleren op het dak, moet de dakbedekking onder afschot worden gelegd. Tevens moeten er noodoverlaten in de gevels worden aangebracht om bij hevige regenval het hemelwater van het dak af te voeren. De belasting ten gevolge van wateraccumulatie wordt zo beperkt ook als de reguliere afvoeren niet functioneren.

Uitgangspunt belasting door wateraccumulatie:

Wateraccumulatie max:

$$q_k \leq 1,00 \text{ kN/m}^2$$

De  $\Psi$  factoren bij belasting door regenwater zijn:

$$\Psi_0 = 0,0 \quad \Psi_1 = 0,0 \quad \Psi_2 = 0,0$$

Uitgangspunt belasting door sneeuw:

Karakteristieke waarde:

$$s_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

Sneeuwbelasting dak  $\alpha = 0^\circ$  (geen ophoping):

$$s = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

$\Psi$  factoren bij sneeuwbelasting:

$$\Psi_0 = 0,0 \quad \Psi_1 = 0,2 \quad \Psi_2 = 0,0$$

Bij overgangen van dakhoeven kan op het lagere dak sneeuw ophopen. Dit is van toepassing voor het dakterras; dat lager ligt dan het (niet-toegankelijke) dak.

De hogere belasting door sneeuwophoping bedraagt conform art. 5.3.6 maximaal:

$$S_{\max} = \mu_2 * s_k = 4,0 * 0,7 = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{met } \mu_2 = \mu_s + \mu_w ; \mu_w = 4,0 \text{ (max. waarde) en } \mu_s = 0 \text{ (plat dak)}$$

Dit is niet maatgevend ten opzichte van de te rekenen veranderlijke vloerbelasting op het dakterras (5,0 kN/m<sup>2</sup>).

## 2.5 Brandeisen-constructie

Volgens het bouwbesluit 2012 gelden voor dit gebouw de volgende eisen:

Woonfunctie (Nieuwbouw) - Lid 1, 2, 3

Lid 1 (Nieuwbouw). Een vloer, trap of hellingbaan waarover of waaronder een vluchtroute voert, bezwijkt niet binnen 30 minuten bij brand in een subbrandcompartiment waarin die vluchtroute niet ligt. Dit geldt niet voor de vloer van een buitenruimte van een woonfunctie.

Lid 2 (Nieuwbouw). Een bouwconstructie bezwijkt bij brand in een brandcompartiment waarin die bouwconstructie niet ligt, niet binnen de in tabel 2.10.1 aangegeven tijdsduur door het bezwijken van een bouwconstructie binnen of grenzend aan dat brandcompartiment.

Voor zover dat brandcompartiment een woonfunctie is, geldt dit niet voor een bouwconstructie van een aan dat brandcompartiment grenzend subbrandcompartiment of grenzende buitenruimte.

Lid 3 (Nieuwbouw). In afwijking van het tweede lid wordt de in tabel 2.10.1 aangegeven tijdsduur met 30 minuten bekort, indien geen vloer van een verblijfsgebied van de gebruiksfunctie hoger ligt dan 7 m boven het meetniveau en de volgens NEN 6090 bepaalde permanente vuurbelasting van het brandcompartiment niet groter is dan 500 MJ/m<sup>2</sup>.

#### Conclusies:

- De hoogste vloer van het verblijfsgebied ligt op een hoogte van ca. 20 meter boven het niveau van de begane grond. Dit is hoger dan 13 meter, wat inhoudt dat er op de bouwconstructie een brandeis van 120 minuten van toepassing is.
- Er wordt niet gerekend met een reductie op de brandwerendheid van de hoofdconstructie vanwege een beperkte permanent aanwezige vuurlast (lid 3).
- Voor de parkeergarage wordt een brandwerendheid van 60 minuten gehanteerd. De constructie van het parkeerdek staat los van de gebouwconstructie, zodat bij brand in de parkeergarage de woonconstructie niet bezwijkt.
- Voor de galerijconstructie wordt een brandwerendheid van 30 minuten gehanteerd.

Er kunnen andere brandeisen gelden die volgen uit de eisen met betrekking tot branddoorslag en -overslag (WBDBO). Deze eisen dienen door de brandadviseur vastgesteld te worden.

## 2.6 Inbrandsnelheden hout

Onderdeel	Eis Eurocode	Gehanteerde inbranding	Opmerkingen
Gelamineerde balken	0,65	0,65	
Gelamineerde kolommen	0,65	0,65	
CLT vloeren	0,65	0,65 / 1,3	Eerste laag 0,65 mm per minuut. Daarna dubbele snelheid te rekenen over afpellende lagen (eerste 25 mm), zie afbeelding. Waarden conform onderzoeken ETH.
CLT wanden	0,65	0,65 / 0,86	Eerste laag 0,65 mm per minuut. Verhoogde snelheid over afpellende lagen rekenen. Waarden conform onderzoeken ETH.
Basislaag (zero strength layer)	7 mm	7mm	

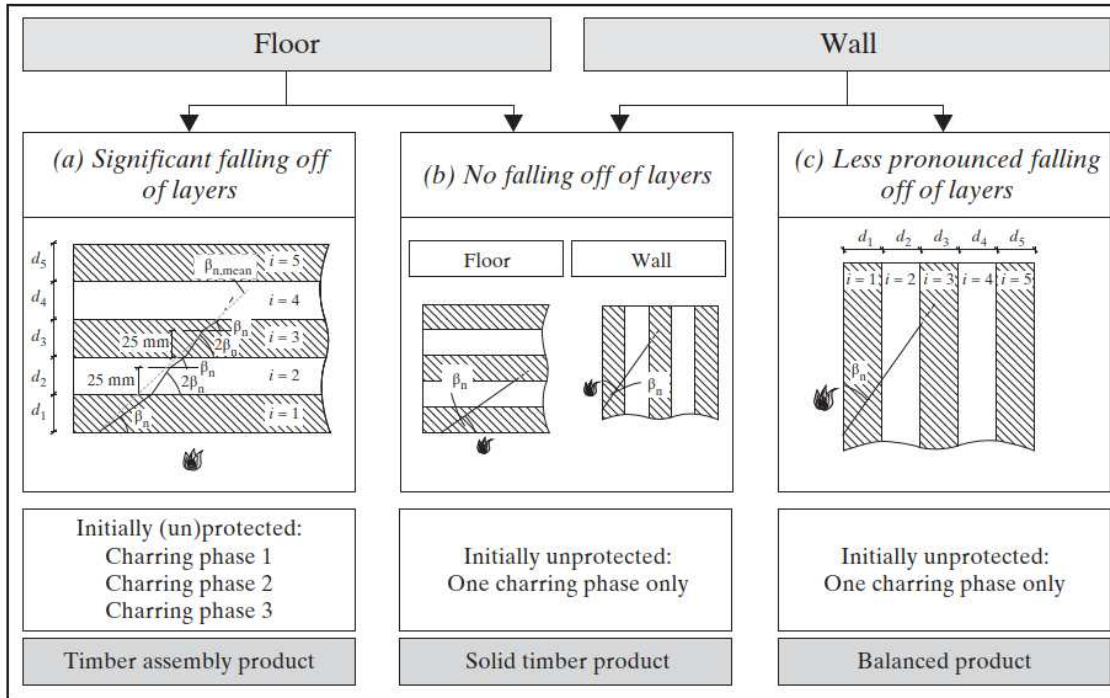
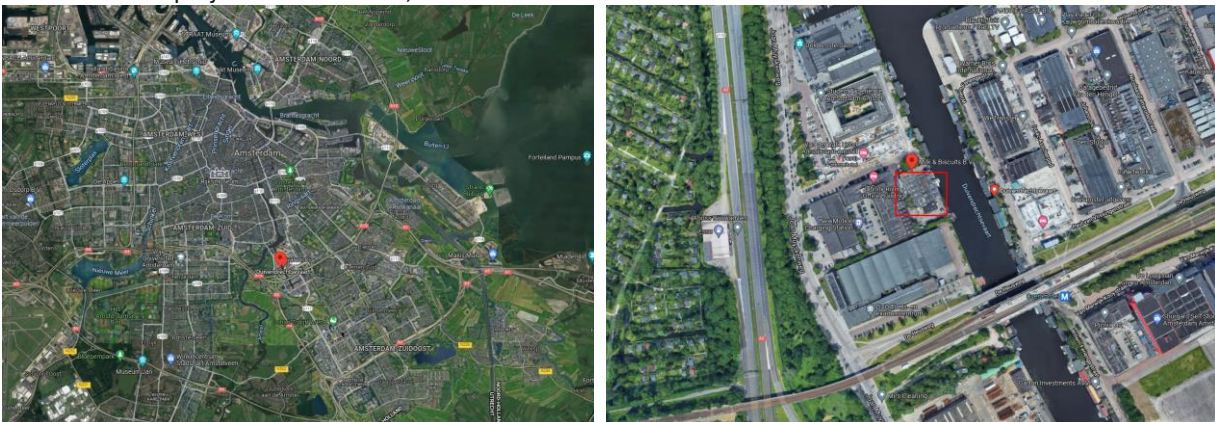


Fig. 3: Charring rates for different CLT applications (without any fire protection layer; according to Ref. [11]). (a) Significant falling off of layers, (b) no falling off of layers, (c) less pronounced falling off of layers (Units: [-])

Uitleg afpelgedrag CLT en invloed op te rekenen inbranddiepte, uit paper 5.1, 2, e en 5.1, 2, e (ETH Zurich), bron [Structural Engineering International Nr. 2/2017].

## 2.7 Windbelasting

Locatie van het project is Amsterdam, in het Amstelkwartier.



Locatie project

Conform NEN-EN-1991-1-4 geldt:

Locatie Amsterdam

Windgebied II: het resterende deel van de provincie Noord-Holland, het vasteland van de provincies Groningen en Friesland en de provincies Flevoland, Zuid-Holland en Zeeland

Terreincategorie II - Onbebouwd gebied

Gebouwhoogte  $\leq 26$  meter boven maaiveld

Stuwdruk  $q_p(z)$   $1,16 \text{ kN/m}^2$

De  $\Psi$  factoren bij windbelasting zijn:  $\Psi_0 = 0,0$   $\Psi_1 = 0,2$   $\Psi_2 = 0,0$

## 2.8 Vervormingen en trillingen

Volgens NEN – EN 1990 (+NB) geldt:

Toelaatbare horizontale vervormingen in karakteristieke belastingcombinatie:

- $u \leq 1/500 \times h$  (voor het gehele gebouw)
- $u \leq 1/300 \times h$  (per bouwlaag)

Waarin  $h$  de kleinste gevelhoogte of de kleinste bouwlaaghoogte is.

Toelaatbare vervorming van afscheidingen ter plaatse van een hoogteverschil:

- $u \leq 20\text{mm}$  bij karakteristieke belastingcombinatie



### Toelaatbare verticale vervormingen van vloeren in bruikbaarheidsgrenstoestanden:

$w_2 + w_3 \leq 0,006 \times \ell_{\text{rep}}$	hekwerken/balustrades t.p.v. vloerafscheidingen
$w_2 + w_3 \leq 0,004 \times \ell_{\text{rep}}$	daken niet intensief gebruikt door personen, bij karakteristieke combinatie (6.14b)
$w_2 + w_3 \leq 0,003 \times \ell_{\text{rep}}$	daken en vloeren intensief door personen gebruikt, bij frequente combinatie (6.15b)
$w_2 + w_3 \leq 0,002 \times \ell_{\text{rep}}$	t.p.v. steenachtige wanden, maximaal 15 mm, bij uitkragingen maximaal 10 mm, bij frequente combinatie (6.15b)

Waarin  $\ell_{\text{rep}}$  de lengte is van een overspanning of tweemaal de lengte van een uitkraging, en waarin:

Verklaring	
$w_c$	zeeg van het onbelaste constructief element
$w_1$	aanvangsdeel van de doorbuiging onder de blijvende belastingen uit de van toepassing zijnde belastingcombinatie overeenkomstig de formules (6.14a) tot en met (6.16b) bepaald met de korte-duur eigenschappen
$w_2$	bijkomend deel van de doorbuiging bij lange-duurgedrag, gelijk aan de doorbuiging bij de quasi-blijvende belastingcombinatie formule 6.16a en 6.16b) bepaald met lange-duur eigenschappen verminderd met de doorbuiging bij de quasi-blijvende belastingcombinatie bepaald met korte-duur eigenschappen
$w_3$	bijkomend deel van de doorbuiging bij korte-duurgedrag, gelijk aan de doorbuiging ten gevolge van de belastingen uit de van toepassing zijnde belastingcombinatie overeenkomstig de formules (6.14a) tot en met (6.16b) bepaald met de korte-duur eigenschappen verminderd met $w_1$
$w_{\text{tot}}$	totale doorbuiging als de som van $w_1$ , $w_2$ en $w_3$
$w_{\text{max}}$	maximale doorbuiging, rekening houdend met de zeeg, $w_{\text{tot}} - w_c$

Lokaal kunnen bij de gevel grotere vervormingen optreden dan 10 millimeter. De detaillering van de gevels dient door de gevelleverancier afgestemd te worden op de vervormingen die in de vloerranden optreden.

Trillingen van (vloer) constructies worden door de houtleverancier gecontroleerd volgens de geldende EC. Voor de vloeren wordt een eigen frequentie van minimaal 8 Hz aangehouden. Daarnaast dient de combinatie van vervorming van balken en vloeren gecontroleerd te worden.

De eigenfrequentie van de CLT vloeren wordt bepaald aan de hand van de volgende vergelijking uit art. 7.3.3(4) NEN-EN-1995.

$$f_1 = \frac{\pi}{2 l^2} \sqrt{\frac{(E I)_1}{m}} = 8,8 \text{ Hz}$$

#### Verklaring:

$(E I)_1$	=	1664 kNm <sup>2</sup> (op basis van 200 mm dik, 5 laags CLT met lamellen C24)
$m$	=	100 kg/m <sup>2</sup>
$l$	=	4,8 m (grootste overspanning)

Voor overdrachtconstructies die bovenliggende kolommen of wanden dragen (wanneer op de begane grond een kolom verwijderd is), dient een strenge stijfheidseis aangehouden te worden. Uitgangspunt voorlopig is  $w_{\text{tot}} \leq 0,001 \times \ell_{\text{rep}}$ . De constructies onder de houtconstructie zijn door Pieters berekend en de optredende vervormingen zijn afgestemd met CLT-s.

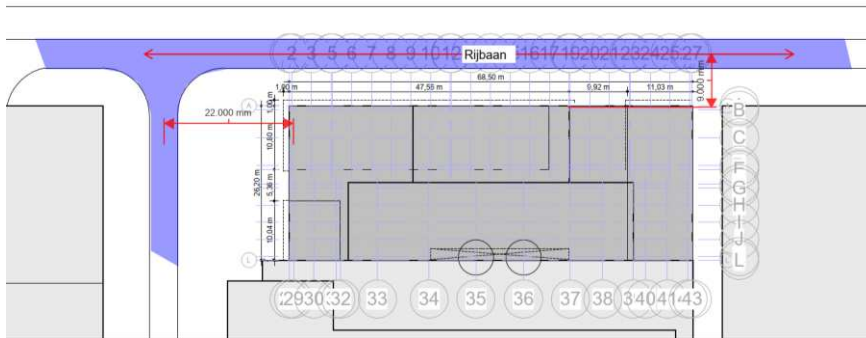
## 2.9 Contactgeluidsisolatie

De eisen aan de contactgeluidisolatie zijn opgesteld door de adviseur akoestiek. Voor de vloeren worden houten CLT vloeren toegepast met een ballast laag en zwevende dekvloer. Lokaal komen er ook plafonds om flankerend geluid te voorkomen. Wand worden gemaakt met dubbel HSB/metal stud t.p.v. de kolommen-balken. Bij CLT wanden komen er voorzetwanden. Geluid en akoestiek is een essentieel onderdeel van het ontwerp voor de Koffiefabriek. Voor de details en conclusies wordt verwezen naar de tekeningen van Lister Architecture en naar de rapportages van Peutz.

## 2.10 Buitengewone belastingen met bekende oorzaak

Volgens NEN-EN 1991-1-7 (+ NB) zijn de volgende buitengewone belastingen van toepassing op dit gebouw:

- Stootbelastingen door wegvoertuigen: deze belasting geldt voor de delen van het gebouw die aan een openbare weg en/of parkeerplaats liggen.  
Voor de Koffiefabriek hanteren we een botsbelasting voor de kolommen in het parkeerdeel. Voor de kolommen aan de rijbaanzijde van het gebouw is de afstand groter dan 4 meter (erf-situatie) en wordt geen botsbelasting gerekend. Aan de kade is de afstand tot de rijbaan 9 meter. Aan de linker zijde is het 22 meter.



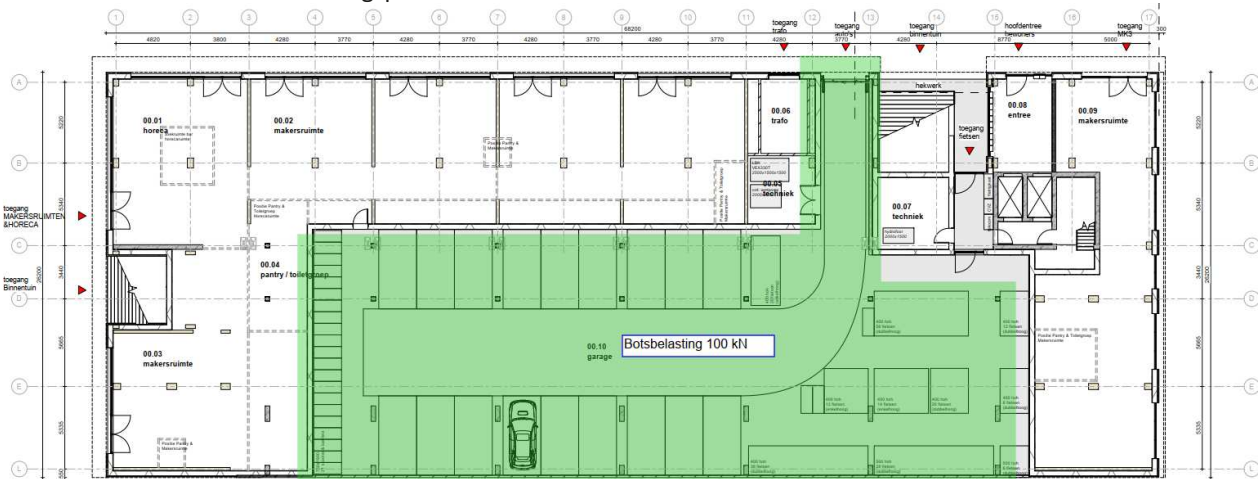
Binnenplaats met toegang voor auto's:

$F_{dx} = 100 \text{ kN}$  (normale rijrichting)

$F_{dy} = 50 \text{ kN}$  (loodrecht op normale rijrichting)

$d_b = 4 \text{ m}$

De bovengenoemde krachten mogen vermenigvuldigd worden met  $\sqrt{1-d/d_b}$ , waarin  $d$  de afstand is van het midden van de baan tot het botsingspunt.



- Er wordt voor de overige kolommen geen rekening gehouden met stootbelastingen uit wegvoertuigen.
- Ontploffingen door (gasgestookte) installaties: uitgangspunt is dat zich geen gasgestookte installaties in het gebouw bevinden. Er hoeft dus geen rekening te worden gehouden met deze belasting.

### 2.11 Buitengewone belastingen met onbekende oorzaak

Vanwege de gevolgklasse waarin het gebouw valt (CC2b) moet rekening gehouden worden met buitengewone belastingen met onbekende oorzaak. De hiervoor te volgen strategie wordt behandeld in de paragraaf tweede draagweg in hoofdstuk 3.

### 2.12 Geotechnisch onderzoek en grondwater

Er zijn diverse sonderingen uitgevoerd op de locatie. Op basis hiervan is een funderingsadvies door Inpijn Blokpoel opgesteld. Op 1 locatie zijn slechte sonderingen aangetroffen, sondering 11 en 12. Rond deze locatie zijn extra sonderingen uitgevoerd. Voor gehele funderingsadvies wordt verwezen naar het rapport van Inpijn Blokpoel.

Op verzoek van Vink Bouw is een advies voor DPA palen toegevoegd door Inpijn Blokpoel. Dit is nog niet verwerkt in de rapportage van Inpijn.

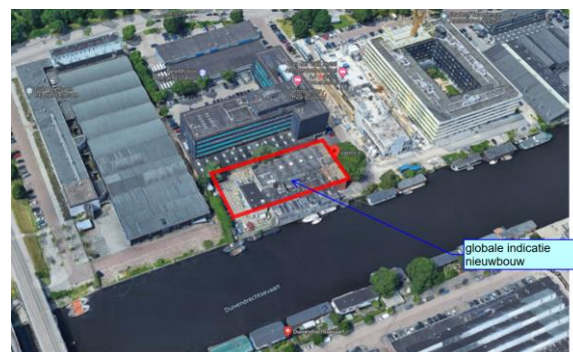


Overzicht gemaakte sonderingen.

### 2.13 Aandachtspunten locatie

- Aanwezige palen en funderingen onder de huidige bebouwing.
- Aanwezige palen onder belending
- Aanwezige groutankers en palen van de kade.
- Overige aanwezige kadeconstructies.
- Toegankelijkheid locatie en belastbaarheid bij kade.

Zie hiervoor de volgende pagina's.



### 2.14 Bestaande bebouwing

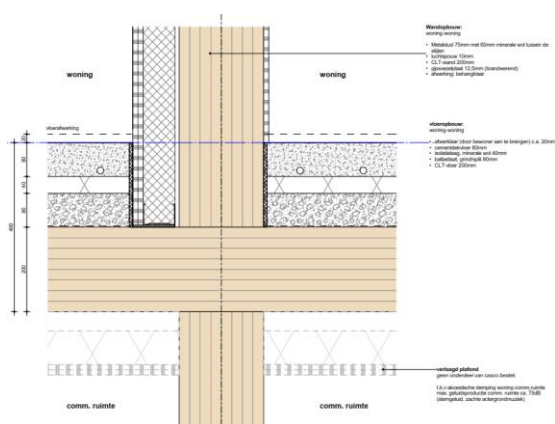
In de loop der jaren zijn er diverse gebouwen en bijgebouwen gebouwd op de projectlocatie. De palen van de betreffende gebouwen zitten nog in de grond. In bijlage 2 is een korte beschrijving gegeven van het verloop van de bouwde len en fragmenten van de bestaande palenplannen. Alle bestaande bebouwing is inmiddels al gesloopt.

## 3 Belasting uitgangspunten

In dit hoofdstuk zijn de uitgangspunten voor de belastingen per onderdeel weergegeven. De opgelegde vloerbelastingen zijn aangehouden volgens de Eurocode en het programma van eisen van de opdrachtgever.

$G_k$  = karakteristieke waarde van de blijvende belasting

$Q_k$  en  $q_k$  = karakteristieke waarde van de opgelegde belasting, aangegeven in par. 2.3



Principe detail vloerpakket

### 3.1 Vloeren

#### Vloer woning

CLT 200 mm à 5 kN/m<sup>3</sup>

Ballast 80 mm (1600 kg/m<sup>3</sup>)

Eventueel plafond, niet brandwerend

Dekvloer 80 mm anhydriet op isolatie

$$\begin{array}{r}
 1,00\text{kN/m}^2 \\
 1,30\text{kN/m}^2 \\
 0,40\text{kN/m}^2 \\
 1,70\text{kN/m}^2 \quad + \\
 \hline
 G_k = \mathbf{4,40\text{kN/m}^2}
 \end{array}$$

Klasse A-vloeren (wonen en huishoudelijk gebruik) – incl. l.s.w. à ≤ 2,0 kN/m<sup>1</sup>

$\psi_0 = 0,40$      $\psi_1 = 0,50$      $\psi_2 = 0,30$

$$\begin{array}{r}
 q_k = 2,55\text{kN/m}^2 \\
 Q_k = 3,00\text{kN}
 \end{array}$$

#### Begane grondvloer

Geïsoleerde kanaalplaatvloer 200 mm

Gewapende druklaag 60 mm

Afwerkvloer

Vloerafwerking huurder (in veranderlijke belasting)

$$\begin{array}{r}
 3,20\text{kN/m}^2 \\
 1,50\text{kN/m}^2 \\
 2,00\text{kN/m}^2 \\
 0,00\text{kN/m}^2 \quad + \\
 \hline
 G_k = \mathbf{6,70\text{kN/m}^2}
 \end{array}$$

Klasse C3-zonder obstakels voor rondlopende mensen (bijeekomruimten)

$\psi_0 = 0,60$      $\psi_1 = 0,70$      $\psi_2 = 0,60$

$$\begin{array}{r}
 q_k = 5,00\text{kN/m}^2 \\
 Q_k = 7,00\text{kN}
 \end{array}$$

## Vloer galerijen

Azobé hardhoutendek 45 mm	0,50kN/m <sup>2</sup>
Azobé hardhoutenbalklaag 80x200 h.o.h 400 mm	0,50kN/m <sup>2</sup>
Eventuele toekomstige verandering van loopdek door tegels (glazen of stalen hekwerk separaat in rekening brengen)	0,50kN/m <sup>2</sup> +
<b>G<sub>k</sub> =</b>	<b>1,50kN/m<sup>2</sup></b>

Klasse A-ontsluitingswegen (wonen en huishoudelijk gebruik)

$$q_k = 3,00\text{kN/m}^2$$

$$\psi_0 = 0,40 \quad \psi_1 = 0,50 \quad \psi_2 = 0,30$$

$$Q_k = 3,00\text{kN}$$

## Dek binnentuin, 1<sup>e</sup> verd

Kanaalplaatvloer 320 mm	4,30kN/m <sup>2</sup>
Gewapende druklaag 70 mm	1,80kN/m <sup>2</sup>
Afwerking voor daktuin incl. waterretentie en grondpakket *	4,00kN/m <sup>2</sup>
Plafond	0,20kN/m <sup>2</sup> +
<b>G<sub>k</sub> =</b>	<b>10,3kN/m<sup>2</sup></b>

Klasse C3-zonder obstakels voor rondlopende mensen (bijeekomstruimten)

$$q_k = 5,00\text{kN/m}^2$$

$$\psi_0 = 0,60 \quad \psi_1 = 0,70 \quad \psi_2 = 0,60$$

$$Q_k = 7,00\text{kN}$$

\* Voor de kanaalplaten is 400 kg/m<sup>2</sup> de maximale capaciteit in verband met 60 minuten brandwerendheid. Dit is de capaciteit indien er 5 kN/m<sup>2</sup> veranderlijke belasting wordt gerekend. Dit betreft de loopzones en zones waar mensen verblijven. In delen waar alleen tuin wordt toegepast kan gerekend worden met een veranderlijke belasting van 1,0 kN/m<sup>2</sup>. Hier is de draagcapaciteit voor de daktuin G<sub>k</sub> = 6,5 kN/m<sup>2</sup>. Dit betreft een gemiddelde belasting. Dat wil zeggen dat lokaal dikkere pakketten gemaakt kunnen worden voor grotere struiken/bomen, als op de overige delen van de overspanning van de kanaalplaat de belasting lager wordt gehouden.

## Vloer trappenhuis, 1<sup>e</sup> verd

Breedplaatvloer 250 mm	6,30kN/m <sup>2</sup>
Afwerking	1,50kN/m <sup>2</sup>
Plafond	0,30kN/m <sup>2</sup> +
<b>G<sub>k</sub> =</b>	<b>8,10kN/m<sup>2</sup></b>

Klasse A-ontsluitingswegen (wonen en huishoudelijk gebruik)

$$q_k = 3,00\text{kN/m}^2$$

$$\psi_0 = 0,40 \quad \psi_1 = 0,50 \quad \psi_2 = 0,30$$

$$Q_k = 3,00\text{kN}$$

## Dakvloer

CLT 200 mm à 5 kN/m <sup>3</sup>	1,00kN/m <sup>2</sup>
Isolatie en dakafwerking	0,30kN/m <sup>2</sup>
Eventueel plafond, niet brandwerend	0,40kN/m <sup>2</sup>
Hierboven ofwel PV panelen ofwel licht grondpakket met retentiekragen 80 mm water *	2,00kN/m <sup>2</sup> +
<b>G<sub>k</sub> =</b>	<b>3,70kN/m<sup>2</sup></b>

Klasse H-daken (niet toegankelijk)  $0 \leq \alpha < 15^\circ$

$$q_k = 1,00\text{kN/m}^2$$

$$\psi_0 = 0,00 \quad \psi_1 = 0,00 \quad \psi_2 = 0,00$$

$$Q_k = 1,50\text{kN}$$

T.p.v. de daktuin boven het gebouw (gemeenschappelijk maar niet openbaar) \* :

Klasse A-balkons (wonen en huishoudelijk gebruik)

$$q_k = 3,00\text{kN/m}^2$$

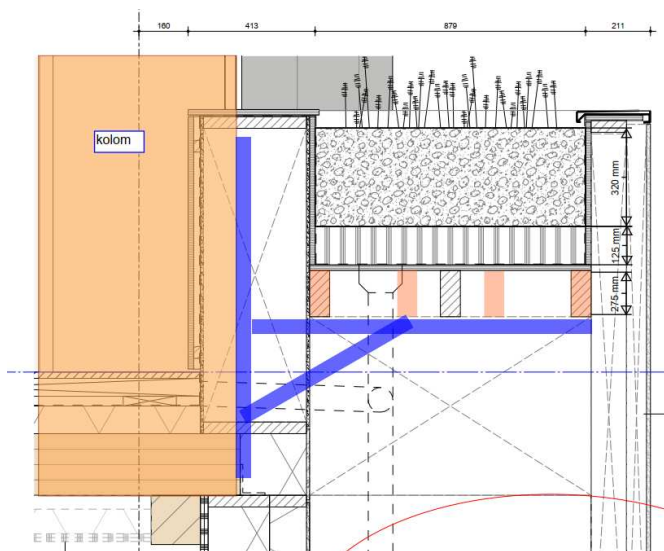
$$\psi_0 = 0,40 \quad \psi_1 = 0,50 \quad \psi_2 = 0,30$$

$$Q_k = 3,00\text{kN}$$

\* In delen waar alleen tuin wordt toegepast kan gerekend worden met een veranderlijke belasting van  $1,0 \text{ kN/m}^2$ . Hier is de draagcapaciteit voor de daktuin  $G_k = 4 \text{ kN/m}^2$ . Dat wil zeggen dat lokaal dikkere pakketten gemaakt kunnen worden voor plantenbakken met grotere planten/struiken. Indien er plantenbakken volledig ontoegankelijk zijn kan de draagcapaciteit naar  $G_k = 5 \text{ kN/m}^2$  en  $0 \text{ kN/m}^2$  veranderlijk.

### Plantenbakken incl. onderliggende gevel

Substraat -> $0,9 * 0,320 * 2000 \text{ kg/m}^3 =$	5,80kN/m1
Waterretentie -> $0,9 * 0,125 * 1000 \text{ kg/m}^3 =$	1,20kN/m1
Azobé balklaag 75x275 hoh. circa 300 mm	0,90kN/m1
Waterdicht plaatmateriaal	0,15kN/m1
GFRC (concrete skin) gevelbeplating 2,6 m x 2400 $\text{kg/m}^3$ , gerekend d = max 25mm	1,60kN/m1
Staal regelwerk voor bevestiging GFRC	0,30kN/m1
<b><math>G_k =</math></b>	<b>10,0kN/m1</b>



Doorsnede plantenbakken

### 3.2 Wanden en gevels

#### Gevel / binnengevel

HSB gevels	0,20kN/m <sup>2</sup>
Voorzetwand / gips	0,20kN/m <sup>2</sup>
Gevelbekleding (licht)	0,60kN/m <sup>2</sup>

$$G_k = \underline{1,00\text{kN/m}^2}$$

Glazen puien	$G_k = 1,50\text{kN/m}^2$
--------------	---------------------------

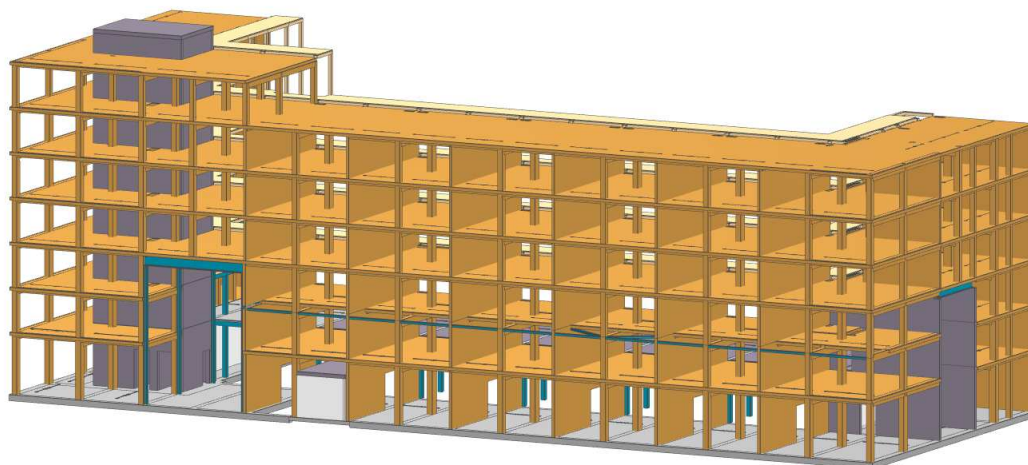
Glazen of (alternatief) stalen hekwerk galerij / maisonnettewoning	$G_k = 0,50\text{kN/m}^2$
--	---------------------------

N.B. het gewicht van niet-dragende binnenwanden wordt meegenomen in de veranderlijke vloerbelasting. Voor deze lichte scheidingswanden geldt  $g_k \leq 2,0 \text{ kN/m}^2$ ; oftewel  $G_k \leq 0,75 \text{ kN/m}^2$  bij een wandhoogte van 2,6 m.

## 4 Constructief ontwerp

### 4.1 Hoofdraagconstructie

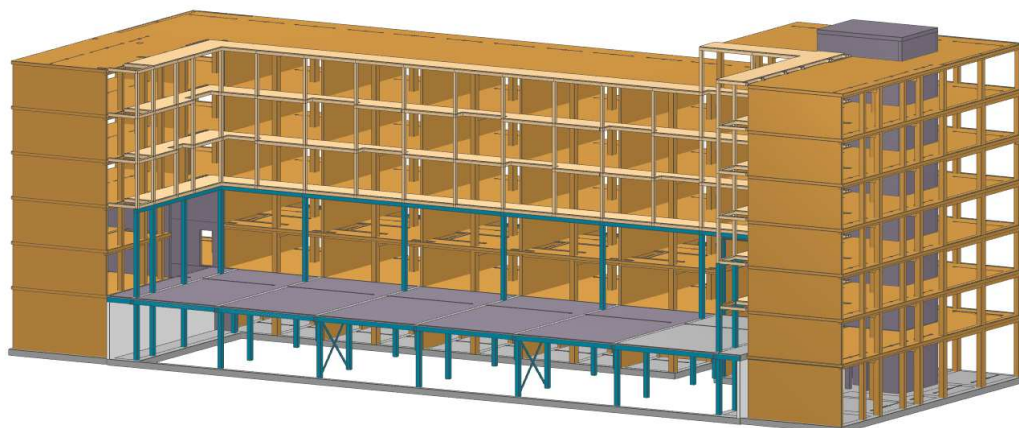
De draagconstructie van de woningen bestaat uit CLT en gelamineerd hout. De ene as heeft gelamineerde houten kolommen met gelamineerde liggers en CLT vloeren. De andere as heeft CLT wanden met daarop CLT vloeren. De begane grondvloer is met geïsoleerde kanaalplaatvloeren gemaakt. Deze is voorzien van een gewapende druklaag om scheuren in de vloerafwerking bij commerciële ruimten te voorkomen. Ter plaatse van de oost gevel en noord gevel wordt een onderdoorgang gecreëerd, deze wordt gerealiseerd met stalen liggers zodat een overdrachtsconstructie wordt toegepast om kolommen lokaal te kunnen voorkomen op de BGG.



*Aanzicht vanaf Duivendrechtsevaart*

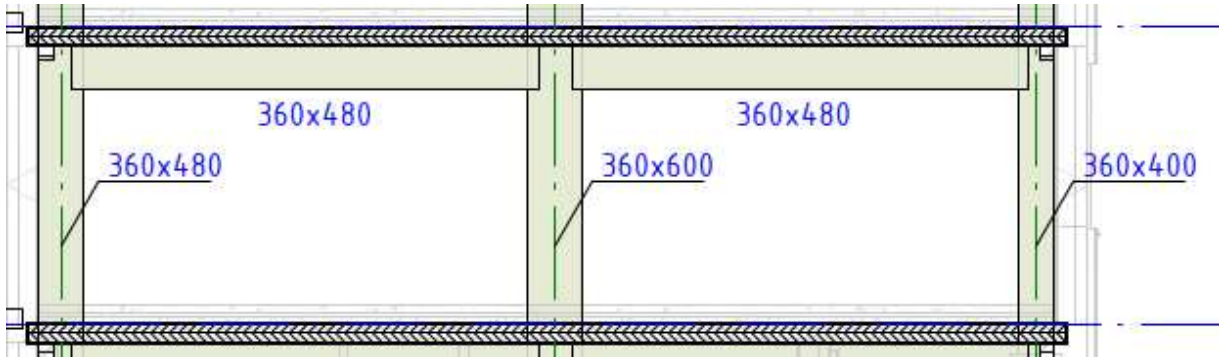
### 4.2 Binnenterrein en parkeergarage

Het binnenterrein met daktuin wordt gemaakt met een staalconstructie van kolommen en THQ liggers met daarop kanaalplaatvloeren voor een zware tuinafwerking voor de binnentuin.



*Aanzicht vanaf binnenterrein*

## 4.3 Afdracht verticale belastingen



Principe van de kolommen-balken structuur. Balken liggen scharnierend op, CLT vloeren steken over meerdere steunpunten door.

Uitgangspunten voor de controle van drukspanningen evenwijdig aan de vezel:

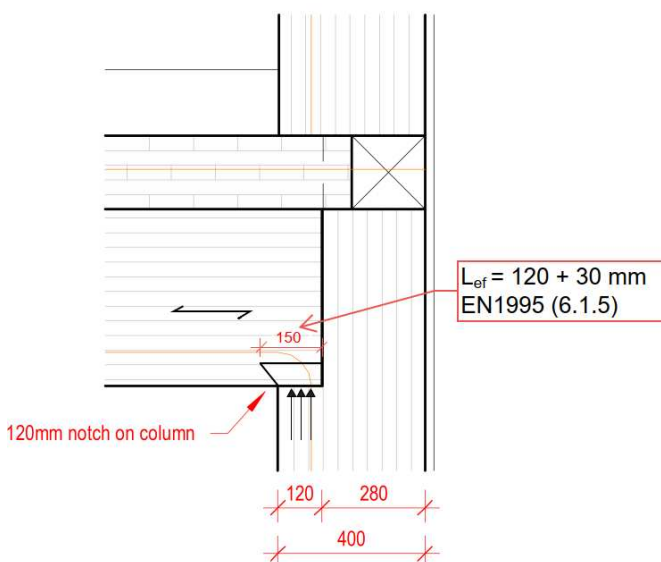
- Bij de kolommen wordt de belasting getoetst op de netto doorsnede  $A_{net}$

Uitgangspunten voor de controle van drukspanningen loodrecht op de vezel:

- $k_{c,90} = 1,5$  voor gelijkmd gelamineerd naaldhout (element op continue steunpunt)
- $L_{ef} = \text{werkelijke contactlengte} + 30 \text{ mm.}$  (effectieve contactlengte)

### Det 01a -S01.1 - Typical Beam/Edge Beam to Column Detail

1 : 20



Principe detail ligger oplegging

#### 4.4 Fundering

De fundering wordt met een trillingsarm en grotendeels grondverdringend systeem gemaakt, DPA palen. Als alternatief zijn Fundex-groutinjectiepalen mogelijk. Hierop komen betonnen poeren, balken en een geïsoleerde kanaalplaat met gewapende druklaag voor de begane grond. Er zitten bestaande palen in de ondergrond. Deze zijn in het model en op tekening verwerkt.

Ook zijn de palen van de aansluitende belending in model en tekening verwerkt. Deze palen blijven in gebruik, daarom is er een hoh afstand van minimaal 2,75 meter ( $3 \times 410\text{mm} + 3 \times 450\text{mm} * 1,13$ ) aangehouden tussen onze nieuwe palen en deze bestaande palen. Hierdoor komt de nieuwe fundering gedeeltelijk op domp te staan. Daarvoor zijn de funderingen in deze zone versterkt. Dit is verwerkt in de ontwerpschetsen.

De fundering in de zuidhoek wijkt ook af vanwege het ontbreken van een draagkrachtige zandlaag bij twee sonderingen.

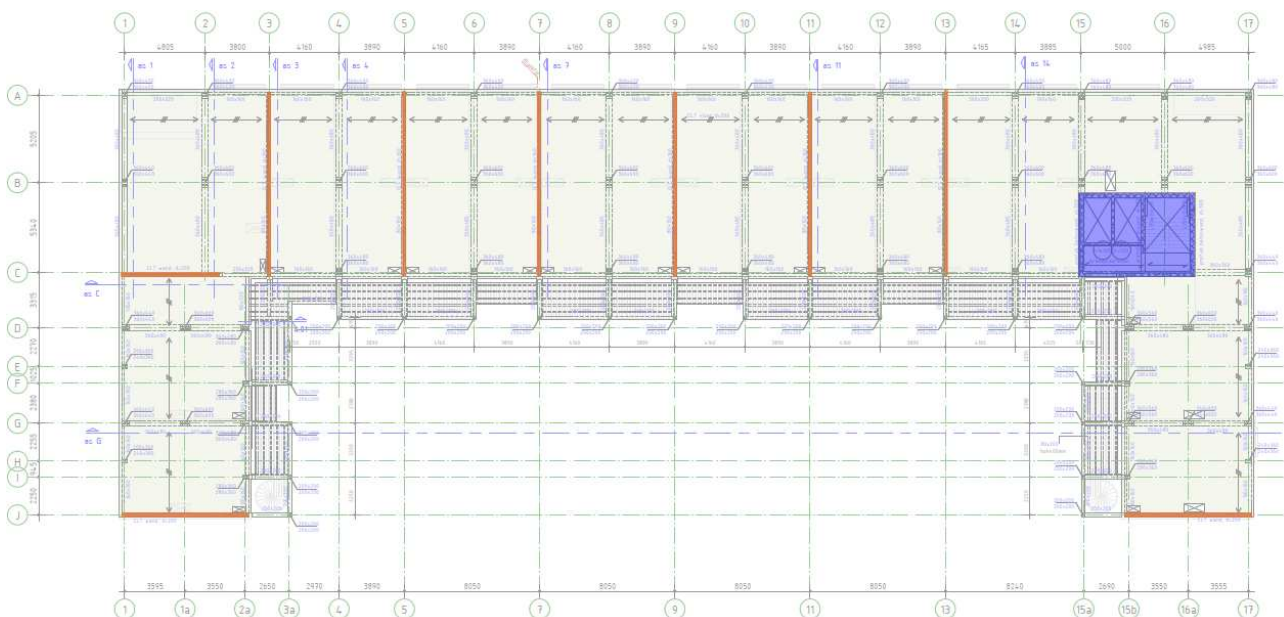
#### 4.5 Stabiliteit

De stabiliteit wordt voorzien door een combinatie van CLT wanden en betonwanden. Tussen de CLT vloeren wordt om de 2, 3 of 4 overspanningen een voeg in het CLT toegepast (panel split) om grote verhinderde vervorming door uitdroging van het hout te voorkomen. De vloeren worden wel voor schijfwerking gekoppeld.

Er is door de toegepaste onderbreking in de vloeren geen dilatatie nodig. De optredende spanningen in de koppelingen is hiervoor gecontroleerd en zal in de definitieve uitwerking door CLT-s nader onderbouwd worden.

De vloeren verlenen schijfwerking. Daarvoor is de onderlinge koppeling tussen de vloeren wel nodig. Echter zijn de vloeren op diverse locaties gedilateerd om flankerend geluid te voorkomen.

Het binnendek (1<sup>e</sup> verd.) is wel gedilateerd van het woongebouw. Het dek wordt gestabiliseerd door de onderliggende kalkzandsteenwanden aan de randen. Hiervoor is een koppeling tussen de wanden en de kanaalplaatvoer nodig.



Overzicht stabiliteit. In blauw de betonnen stabiliteitkern, in oranje de CLT wanden.

## 4.6 Robuustheid/tweede draagweg

De tweede draagweg wordt gevormd door CLT vloeren meervelds toe te passen. De CLT vloeren zijn berekend om steeds een uitkraging naar de eerstvolgende as te kunnen dragen. En om een extra as te kunnen overspannen als de middenas wegvalt. Daardoor is het mogelijk om op elke positie kolommen te verwijderen zonder voortschrijdende instorting.

### A.4 Aanbevolen strategieën

(1) Gebruik van de volgende aanbevolen strategieën zou een gebouw moeten opleveren met een aanvaardbaar niveau van robuustheid om lokaal bezwijken te doorstaan zonder een disproportioneel niveau van instorting.

- a) Voor gebouwen in gevolgklasse 1:  
Op voorwaarde dat een gebouw is ontworpen, berekend en gebouwd overeenkomstig de regels opgenomen in EN 1990 t.m. EN 1999 voor voldoende stabiliteit bij normaal gebruik, is geen verdere specifieke beschouwing noodzakelijk voor buitengewone belastingen door onbekende oorzaken.
- b) Voor gebouwen in gevolgklasse 2a (risicogroep laag):  
In aanvulling op de aanbevolen strategieën voor gevolgklasse 1, behoren effectieve horizontale trekbanden of effectieve verankering van vloeren aan wanden te zijn toegepast, zoals vastgelegd in A.5.1 en A.5.2 voor constructies met respectievelijk kolommen en dragende wanden.

OPMERKING 1 Details van effectieve verankering kunnen zijn opgenomen in de nationale bijlage.

- c) Voor gebouwen in gevolgklasse 2b (risicogroep hoog):  
In aanvulling op de aanbevolen strategieën voor gevolgklasse 1:
  - behoren horizontale trekbanden, zoals vastgelegd in A.5.1 en A.5.2 voor constructies met respectievelijk kolommen en dragende wanden (zie 1.5.11), in combinatie met verticale trekbanden, zoals gedefinieerd in A.6, te zijn toegepast in alle dragende kolommen en wanden, of als alternatief,
  - behoort voor het gebouw te zijn gecontroleerd of bij de denkbeeldige verwijdering van iedere dragende kolom en iedere ligger die een kolom ondersteunt, of een willekeurig deel van een dragende wand zoals gedefinieerd in A.7 (telkens één deel per verdieping van het gebouw) de stabiliteit van het gebouw is verzekerd en of lokale schade een bepaalde grens niet overschrijdt.

Daar waar de denkbeeldige verwijdering van dergelijke kolommen en delen van wanden zou resulteren in een schade groter dan de afgesproken grens, of dan een andere als zodanig voorgeschreven grens, behoren dergelijke elementen te zijn ontworpen als 'kritisch element' (zie A.8).

In het geval van gebouwen met een constructie van dragende wanden is de denkbeeldige verwijdering van een wanddeel, één voor één, waarschijnlijk de meest praktische strategie.

## 5 Uitgangspunten materiaalkwaliteiten en calculatiegegevens

### 5.1 Betonconstructies

Uitgangspunten bij bepaling wapeningshoeveelheden:

- Voor de hoeveelheid wapening worden sparingen en openingen (o.a. deuren en ramen) beschouwd als beton
- Wapening voor poeren en balken t.p.v. de vloeren doorrekenen over vloerdikte. In deze vloerdikte zowel de vloerwapening als de balk/poerwapening rekenen.
- De opgegeven hoeveelheden zijn netto volgens buigstaat en exclusief knipverliezen, hulpstaven, supports, etc.

<i>Onderdeel</i>	<i>Beton kwaliteit</i>	<i>Wapening kg/m<sup>3</sup></i>	<i>Opmerkingen / afmetingen</i>
Funderingsbalken	C30/37	120	
Funderingspoeren	C30/37	160	Alle balken van 1 m hoog ook als poer rekenen.
Kernpoer	C45/55	200	
Zware fundering as E – 15/17	C30/37	200	Balk 1400x1200 mm ivm slechte sonderingen

Gewapende druklagen wapenen met een kruisnet rond 10-100. Betonkwaliteit C30/37.

Gewapend betongevulde kolommen wapenen met 2,5% wapening. Betonvulling C45/55.

### 5.2 Staalconstructies

<i>Onderdeel</i>	<i>Kwaliteit</i>	<i>Opmerkingen</i>
Alle staalconstructies	S355	Zie schetsen in de bijlage
Stalen onderdelen in verbindingen		Volgens opgave CLT-S

### 5.3 Houtconstructies

<i>Onderdeel</i>	<i>Afmetingen/Kwaliteit</i>	<i>Opmerkingen</i>
Gelamineerde liggers	Zie tekening	Volgens opgave CLT-S
Gelamineerde kolommen	Zie tekening	Volgens opgave CLT-S
CLT elementen	Zie tekening	Volgens opgave CLT-S

### 5.4 Paalfundering

<i>Onderdeel</i>	<i>Afmetingen</i>	<i>Opmerkingen</i>
DPA palen	Rond 410 & 460 mm PPN 27,5 m -NAP	Zware kopwapening rekenen in verband met overdracht horizontale windbelasting. Rekenen op 8 R 20 per paal en min., 4R 20 over gehele lengte. Lengte wapening afstemmen met Inpijn vanwege slechte sondeerlagen.

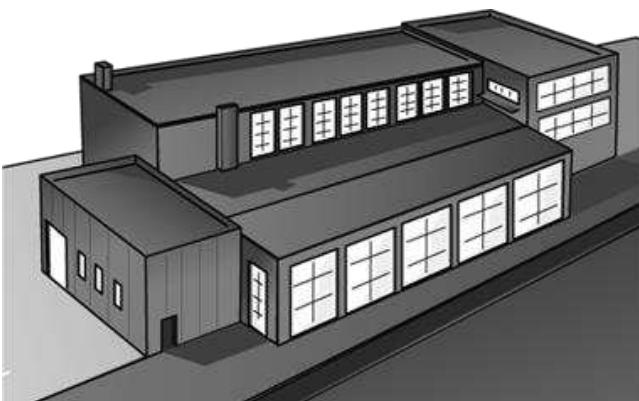
## Bijlage 1 Bestaande gebouwen en constructies in ondergrond

### 1.1 Bestaande bebouwing

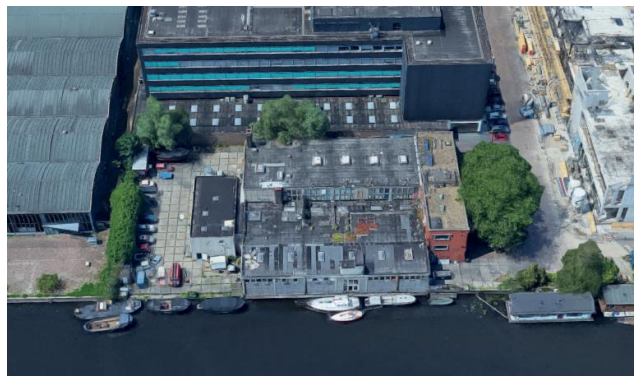
In de loop der jaren zijn er diverse gebouwen en bijgebouwen gebouwd op de projectlocatie. De palen van de betreffende gebouwen zitten nog in de grond. Hieronder volgt een korte beschrijving van het verloop van de bouwdelen en fragmenten van de bestaande palenplannen. Alle bestaande bebouwing is inmiddels al gesloopt.



*Terrein van het projectlocatie na sloop bestaande gebouwen*

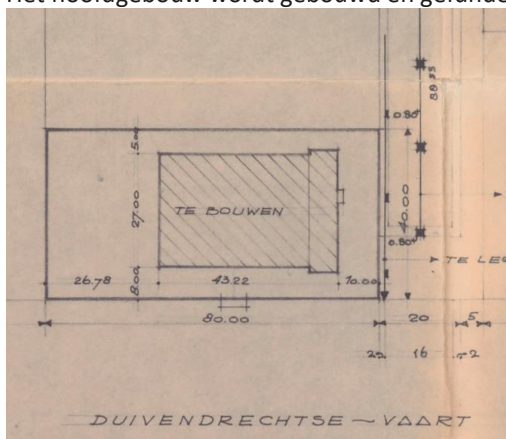


*Voormalige bouwvolume op projectlocatie*



## 1961

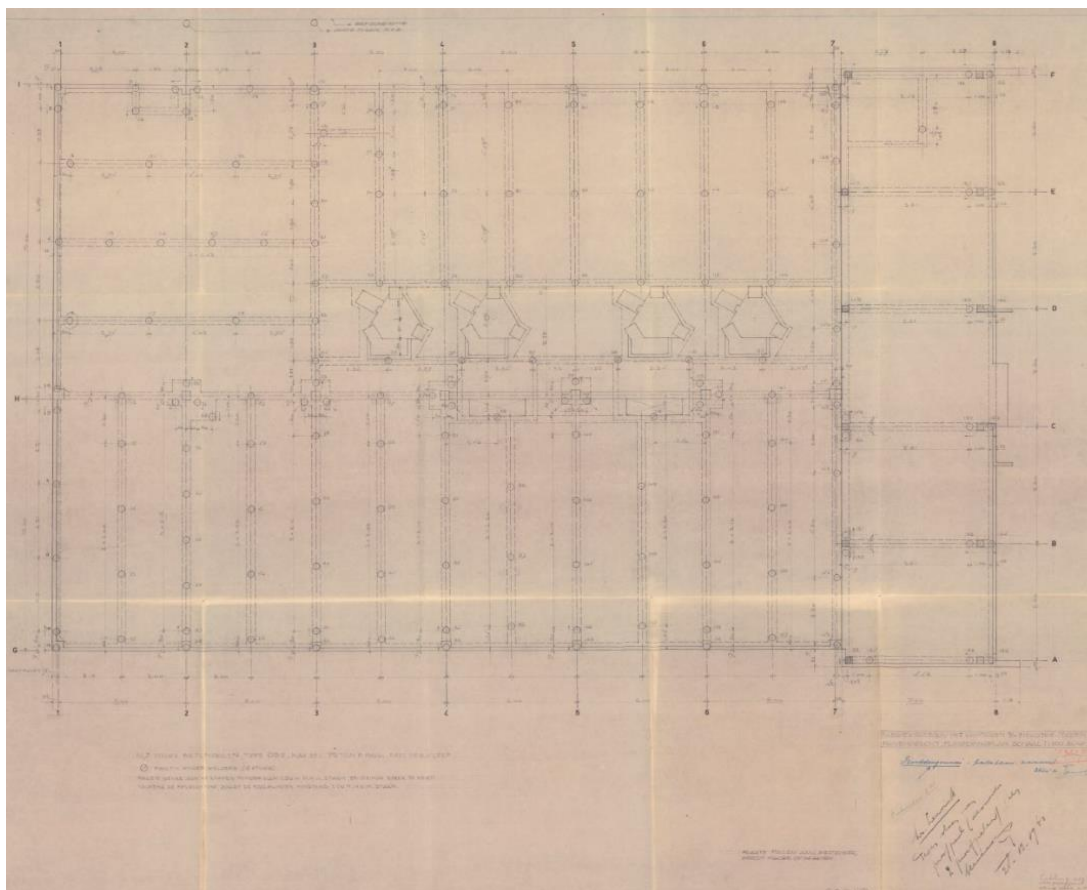
Het hoofgebouw wordt gebouwd en gefundeerd op 167 betonpalen, type OB2, maximale belasting 25 ton per paal.



167 STUKS BETONPALEN, TYPE OB2, MAX. BEL. 25 TON P. PAAL, EXCL. NEG. KLEEF

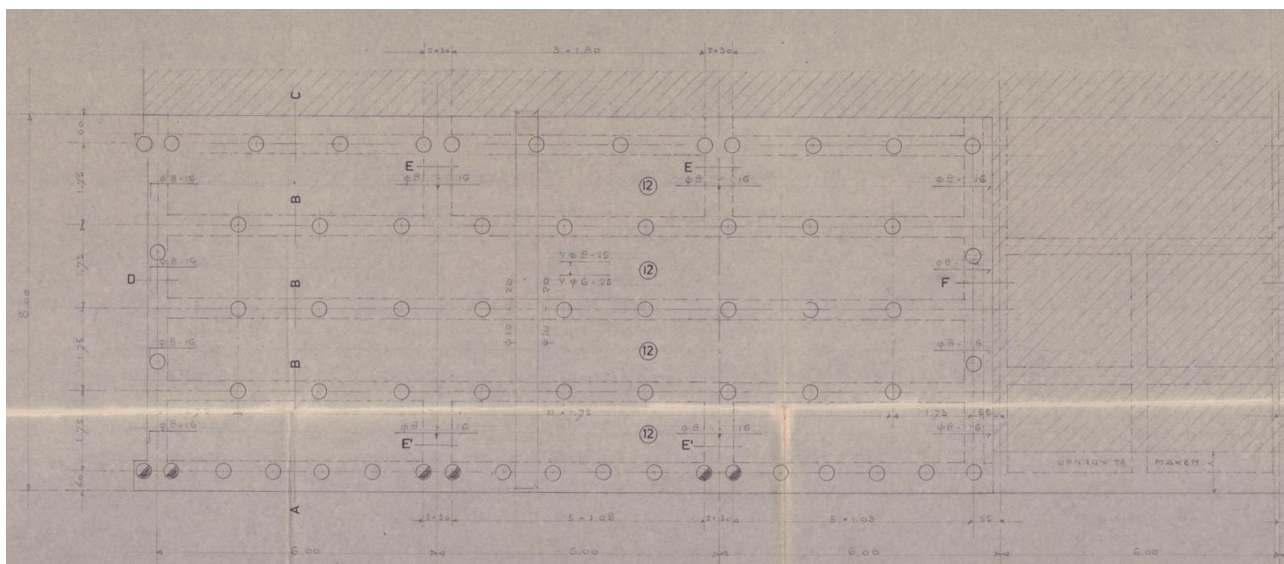
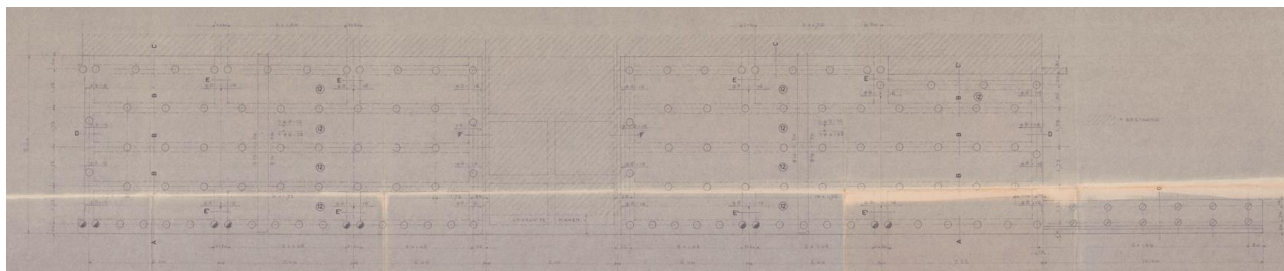
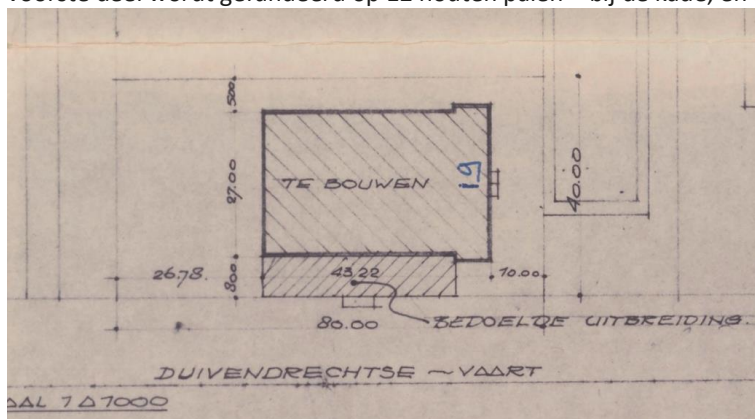
⊙ PALEN ONDER KELDERS (6 STUKS)

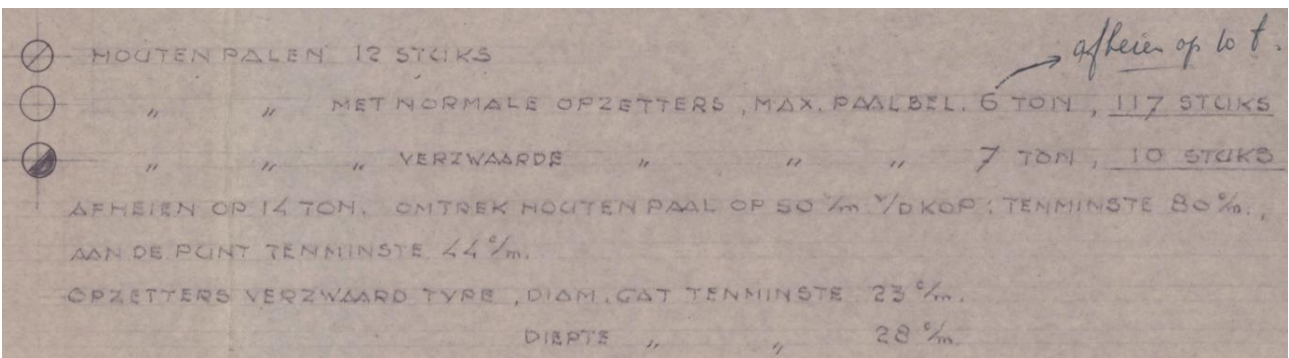
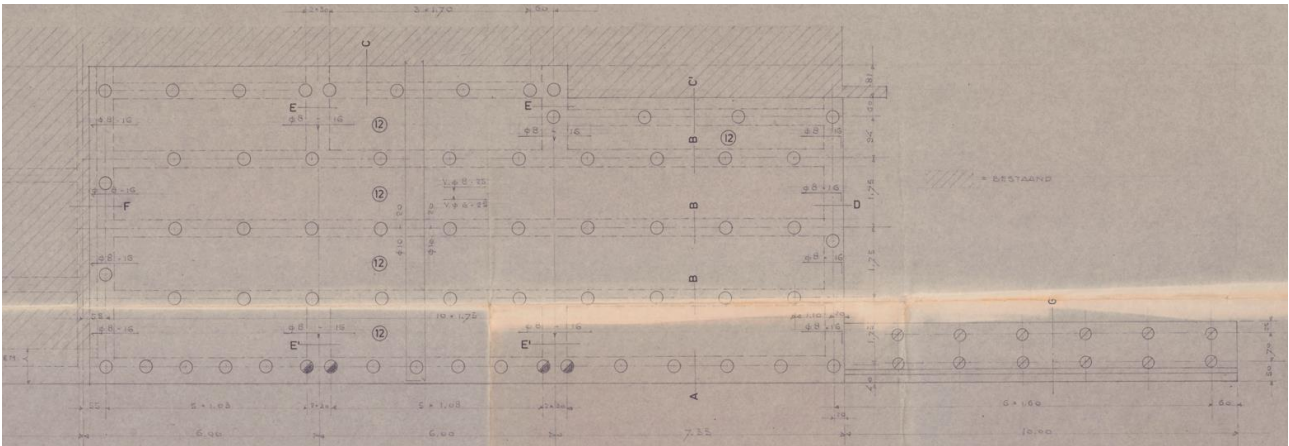
PALEN WELKE AAN DE KOPPEN MINDER DAN 1.20 M. H.O.H. STAAN, ENIGZINDS STEEK TE HEIEN VOLGENS DE PYLRICHTING, ZODAT DE PAALPUNTEN MINSTENS 1.20 M. H.O.H. STAAN.



## 1963

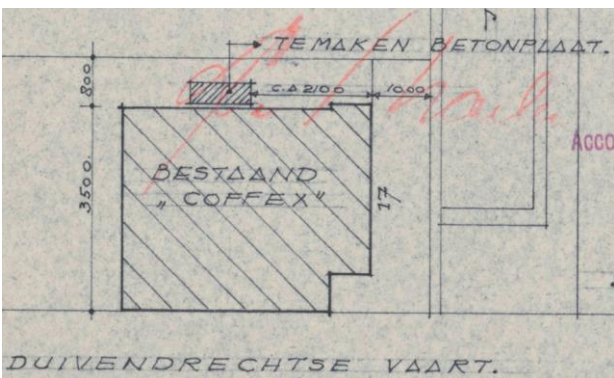
Het hoofgebouw wordt uitgebreid aan de voorzijde (Duivendrechtstevaart zijde) met de bouw van een 'steiger'. Dit voorste deel wordt gefundeerd op 12 houten palen – bij de kade, en 127 stuks betonnen palen.

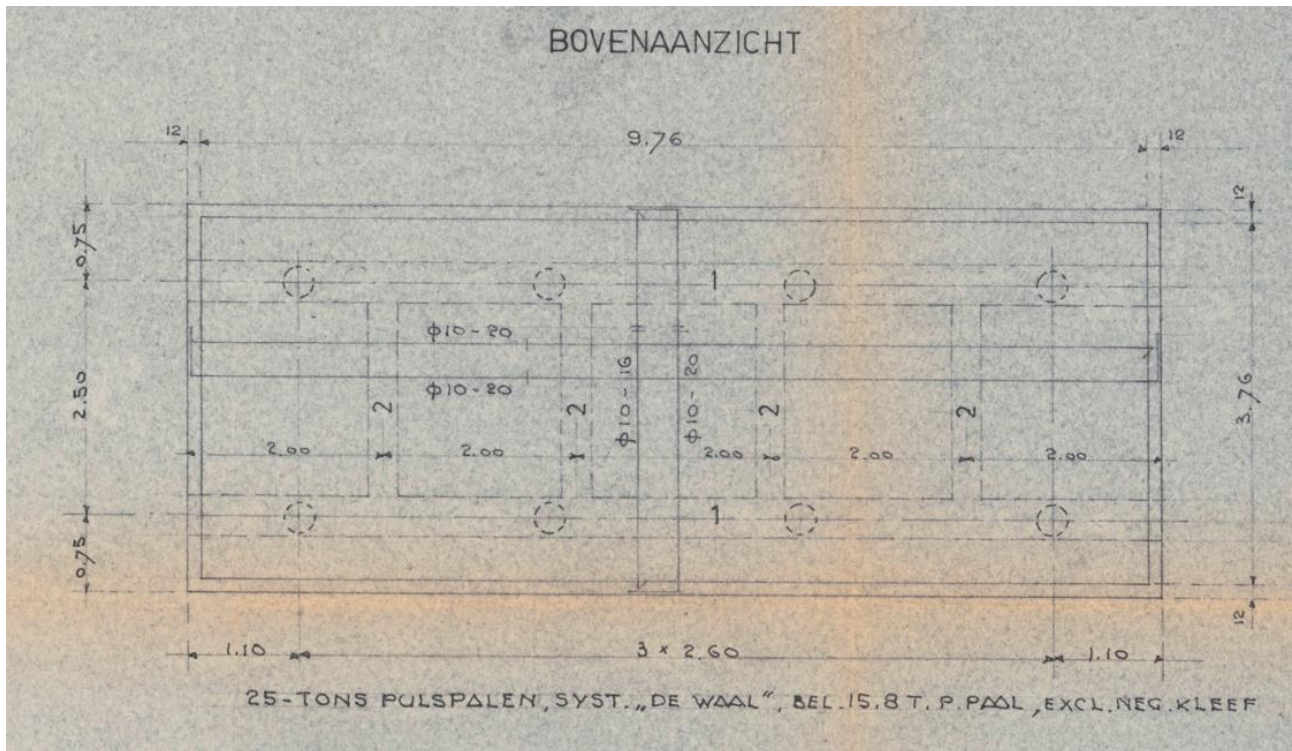




1968

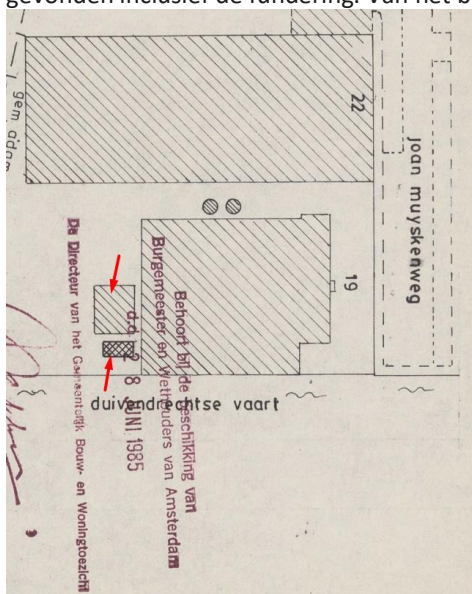
Er wordt een bijgebouw aan de achterzijde van het bestaande pand geplaatst. De betonnen plaat wordt gefundeerd op 8 betonnen palen.





### 1984 Bijgebouw

Aan de zijkant van het gebouw worden bijgebouwen gerealiseerd. Van de onderste kleine zijn archieftekeningen terug gevonden inclusief de fundering. Van het bovenste kleine gebouwtje zijn geen archieftekeningen gevonden.



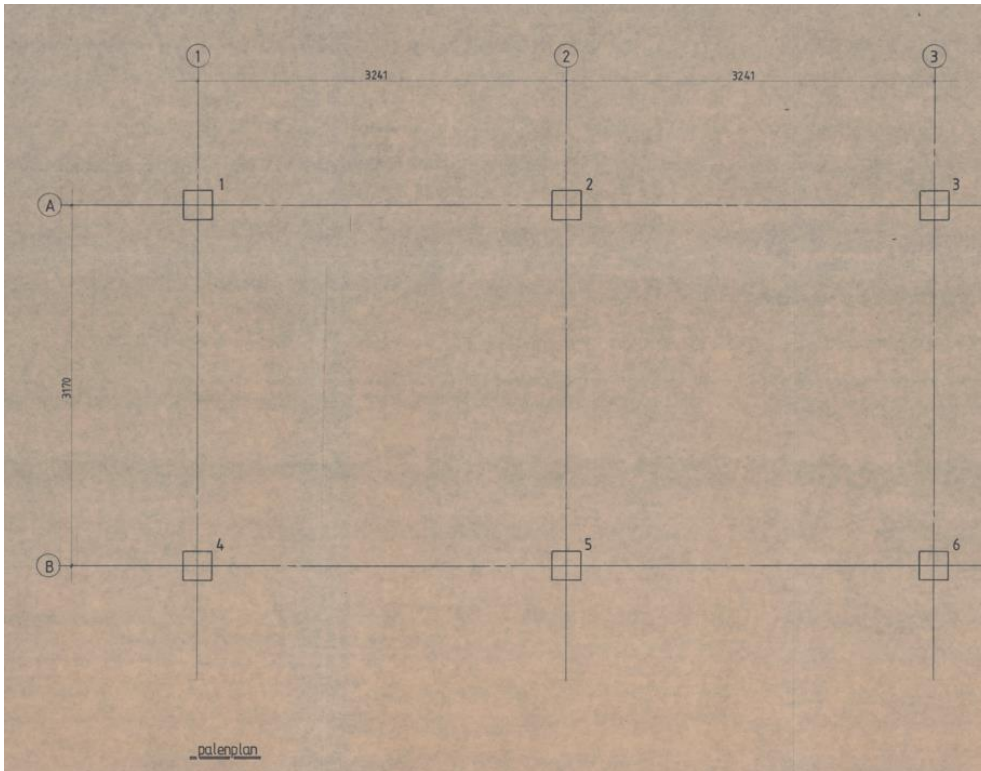
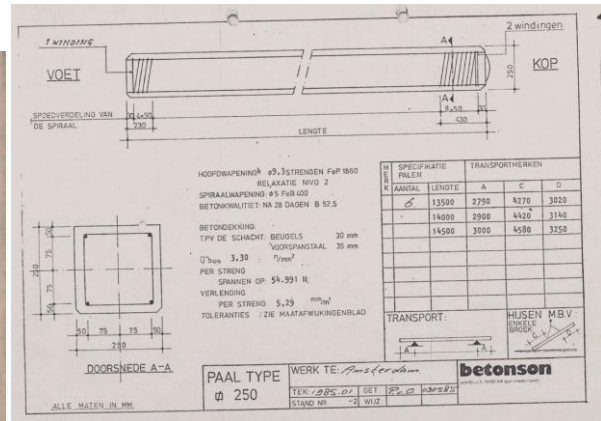
Datum: 28 september 2023

Project: Kavel Koffiefabriek, Amsterdam

Betreft: Uitgangspunten en constructief ontwerp

Ref.: R-321139-DO-101a

gewapend beton palen								
<b>beton:</b>	<b>staal:</b>							
kubussterkte voor het heien: 45 N/mm <sup>2</sup>	kwaliteit FeB zie tek fabrikant							
" " voor transport: 35 N/mm <sup>2</sup>	elektrisch stomplassen toegestaan.							
w.c.l.04 trillen in stalen mallen.	niet meer dan 2 lassen per staal.							
3 proefkubus per 20 palen.	lassen laten verspringen.							
betondekking 35 mm op de beugel.	wapening min. 300 mm. in de betonconstructie.							
op elke paal aangeven: de stortdatum, paallengte en de merkstrepen rood en zwart								
De Directeur van het Bureau van Architectuur en Ingenieurtechniek								
peil = ± 610 + n.a.p.	maaiveld tijdens het heien = ± 610 + n.a.p.							
merk.	o.k.beton-constr.	inhei-diepte.	paal-lengte.	afm./schacht.	afm.voet.	wapening.	max.paal-belasting (incl.neg.kl.)	aantal.
	580-peil	12500+n.a.p.	±13500	250x250	-----	zie tek fabr.	320 KN	6



### 1986 Verbouwing

Er zijn een 4-tal silo's geplaatst op het dak van het bestaande pand. Geen aanvullende funderingen gemaakt.

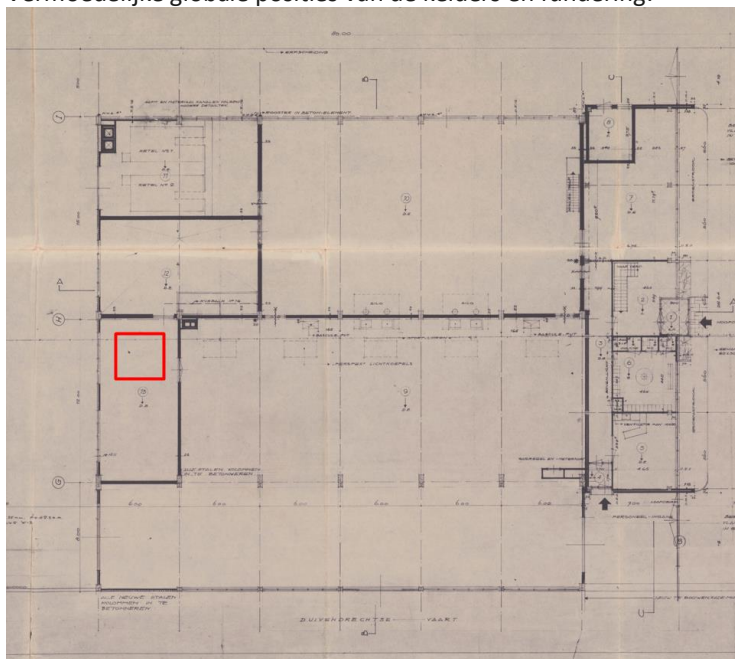
### 1988 Verbouwing

Er zijn een 2-tal kelders gemaakt. De exacte positie van de kelders is niet bekend. Verwacht wordt dat de kelders en fundering ter plaatse van stramen H ;1-2 gepositioneerd zijn.

KELDER 2x uitvoeren  
 voor plaats KELDER tussen as 1 en 1,5 zie tek. no. 3  
 8 st. buissegmentpalen Ø 169 (fabr. "de waal")  
 paalbelasting 80 kN.

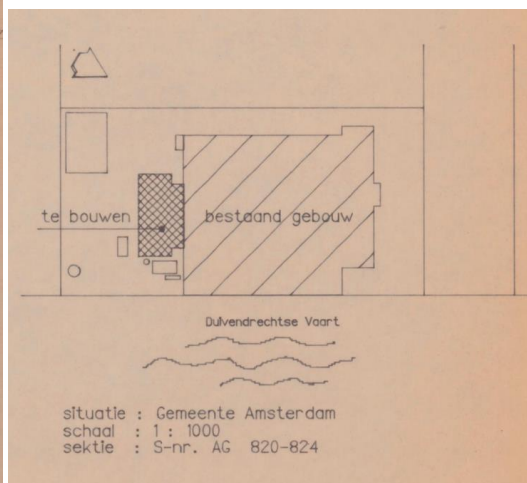
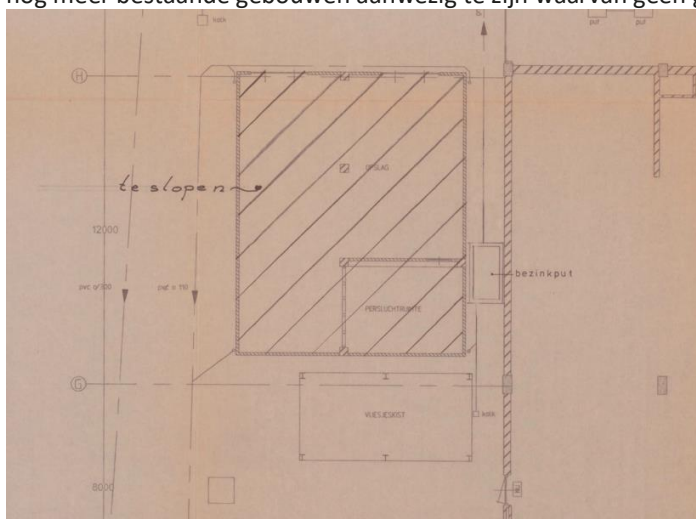
D.D. 07 JULI 1989  
 B. DOEDEN

Vermoedelijke globale posities van de kelders en fundering:



### 1995 sloop en 1996 verbouwing

Van het bijgebouw dat in 1995 is gesloopt zijn geen archieftekeningen gevonden en is het palenplan onbekend. Ter plaatse van het gesloopte bijgebouw wordt ook weer een nieuw bijgebouw geplaatst. Er lijkt linksboven in de kavel nog meer bestaande gebouwen aanwezig te zijn waarvan geen gegevens beschikbaar zijn (Romney loods)



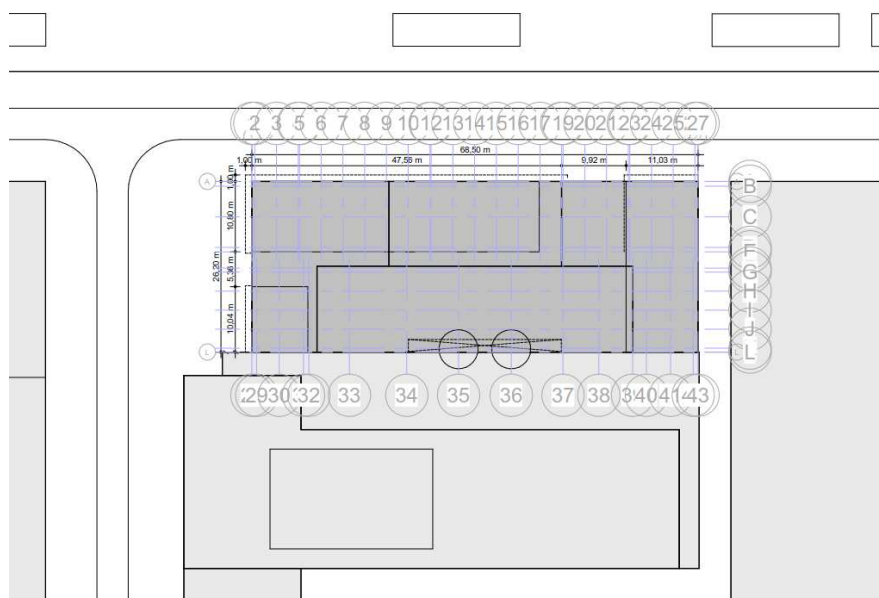


## 1.2 Fundering belending

Omdat het plan is om vrijwel direct aan de belending aan de westzijde te bouwen zijn de locaties van de funderingspalen onder deze bebouwing van belang voor ons palenplan. Het gaat om de deze bebouwing:



De situatietekening van de architect is als volgt, met in donkergrijs het ontwerp voor de koffiefabriek aangrenzend aan de belending:

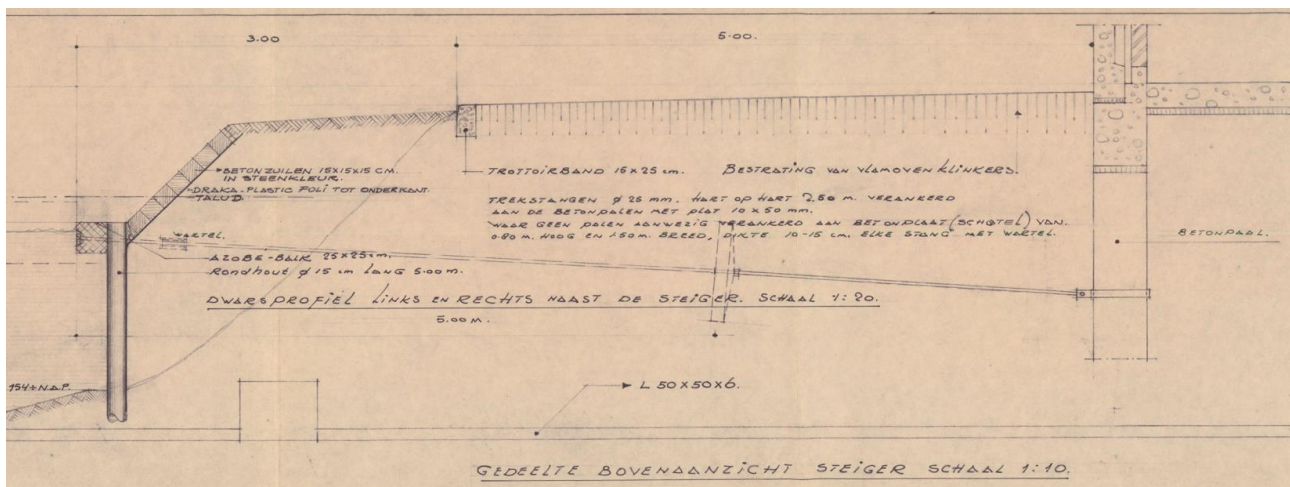




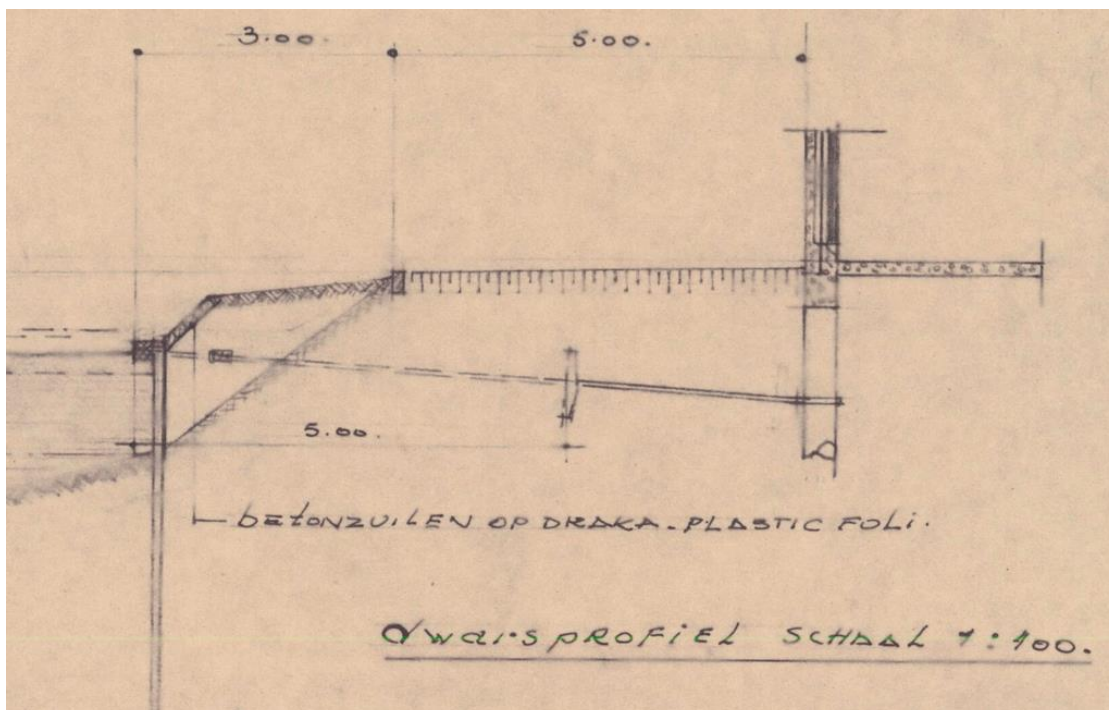
## 1.3 Bestaande kadeconstructie

### 1960 oprichting

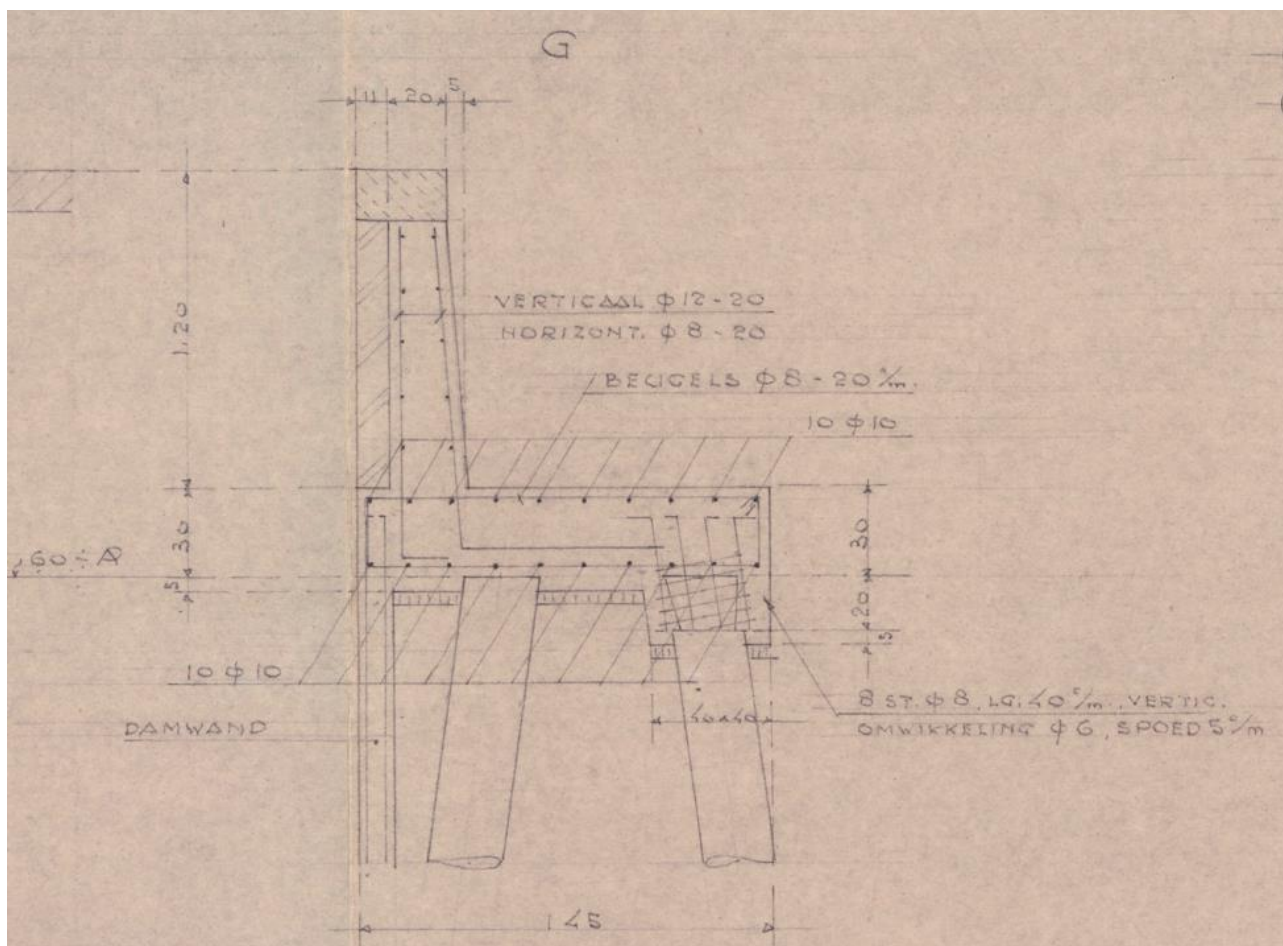
Tijdens de oorspronkelijke bouw van het pand is de oorspronkelijke kadeconstructie van vermoedelijk rondhout \emptyset 150 mm verankerd middels trekstrangen \emptyset 25 mm die met een h.o.h. afstand van 2,50 meter aan de betonpalen. Waar geen palen aanwezig zijn is de damwand verankerd aan een betonplaat (schotel) van 0,80 meter hoog en 1,5 meter breed met een dikte van 100-150 mm. Elke stang heeft een wartel.



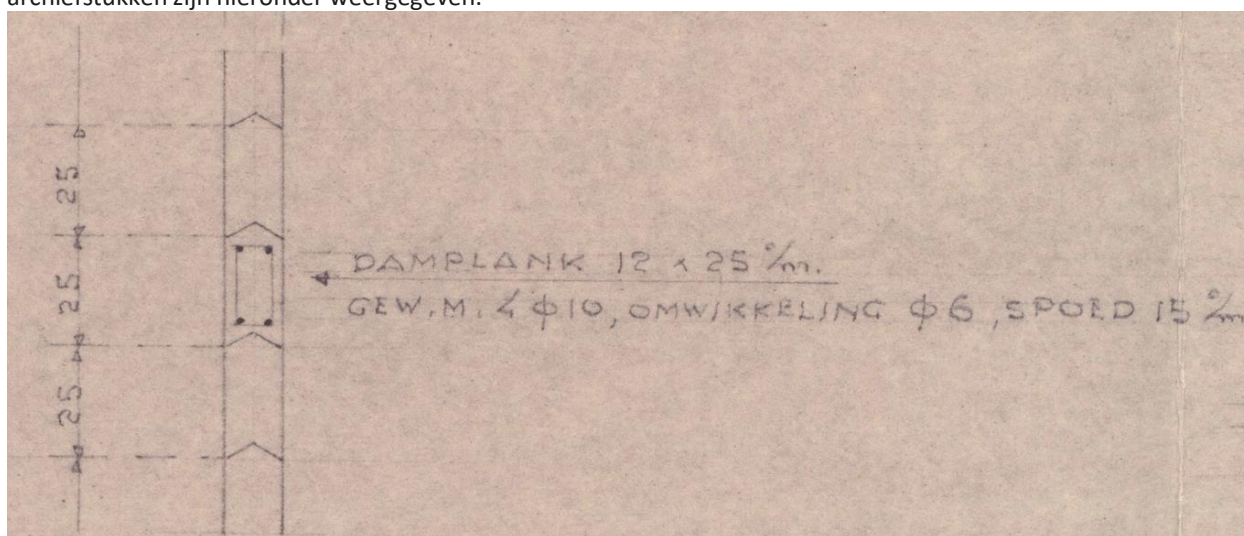
TREKSTANGEN Ø 25 mm. HART OP HART 2,50 m. VERANKERD AAN DE BETONPALEN MET PLAT 10x50 mm. WAAR GEEN PALEN AANWEZIG VERANKERD AAN BETONPLAAT (SCHOTEL) VDN. 0,80 m. HOOG EN 1,50 m. BREED, DIKTE 10-15 cm. ELKE STANG MET WARTEL.

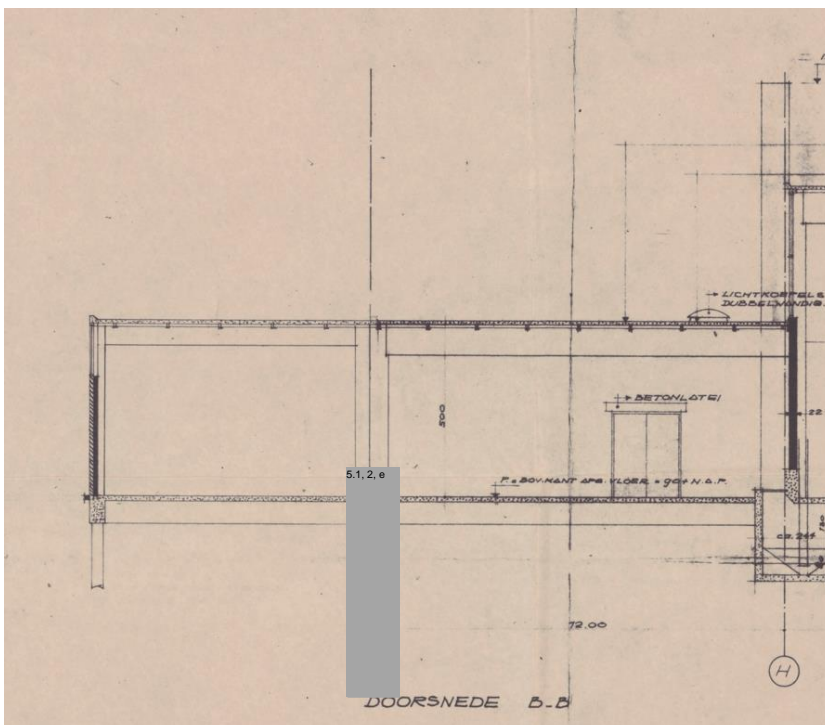
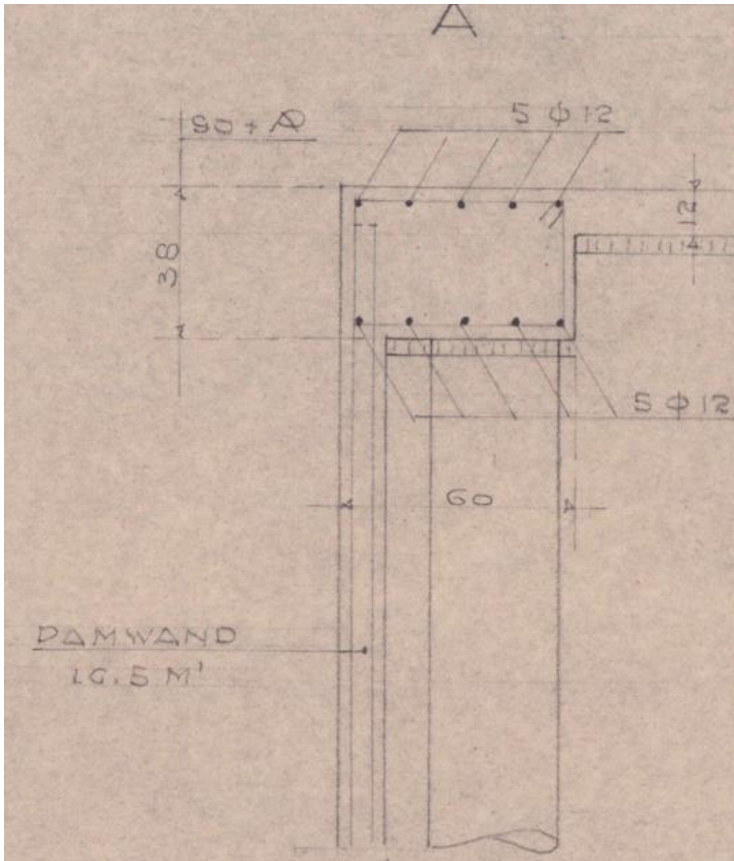




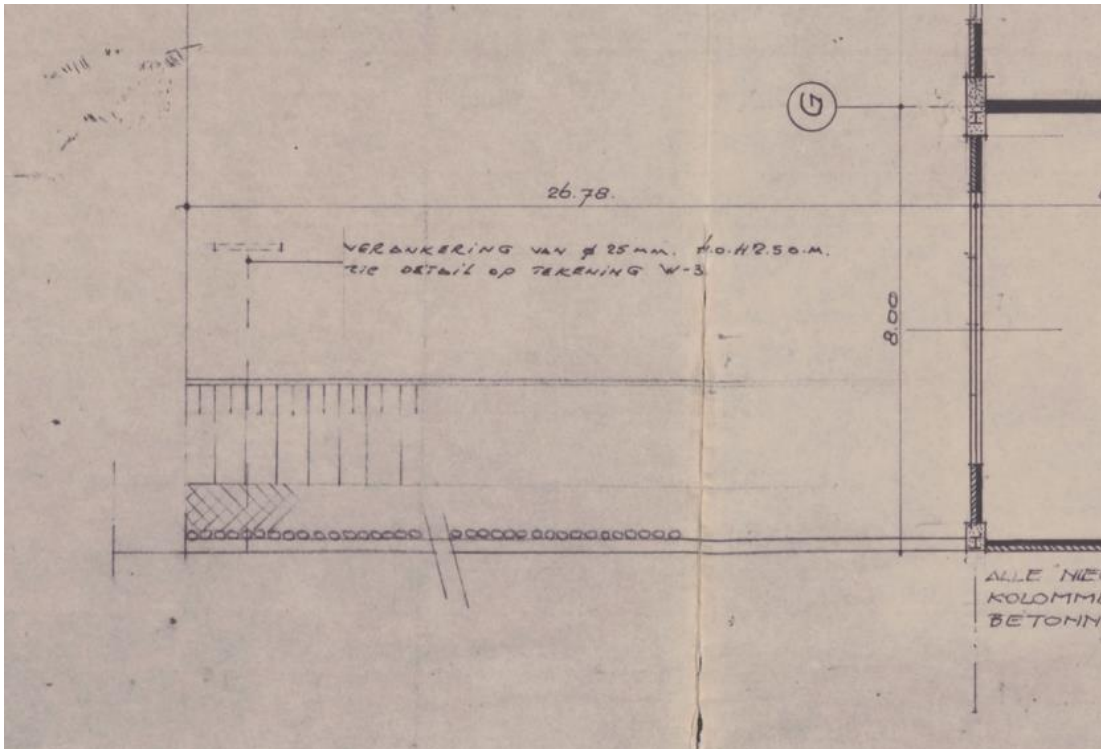


Ter plaatse van de nieuwbouw is een nieuwe damwand met lengte van 5 meter gerealiseerd. De principedetails uit de archiefstukken zijn hieronder weergegeven.





Links van de bestaande nieuwbouw lijkt de oorspronkelijke situatie van 1960 gehandhaafd en is de damwand veranderd middels middels trekstrangen \emptyset 25\ mm die met een h.o.h. afstand van 2,50 meter aan een betonplaat (schotel) van 0,80 meter hoog en 1,5 meter breed met een dikte van 100-150 mm. Elke stang heeft een wartel.



### Conclusie

Aan de hand van de gevonden archieftekeningen lijkt de constructie van de kade op de projectlocatie als volgt aanwezig te zijn:

