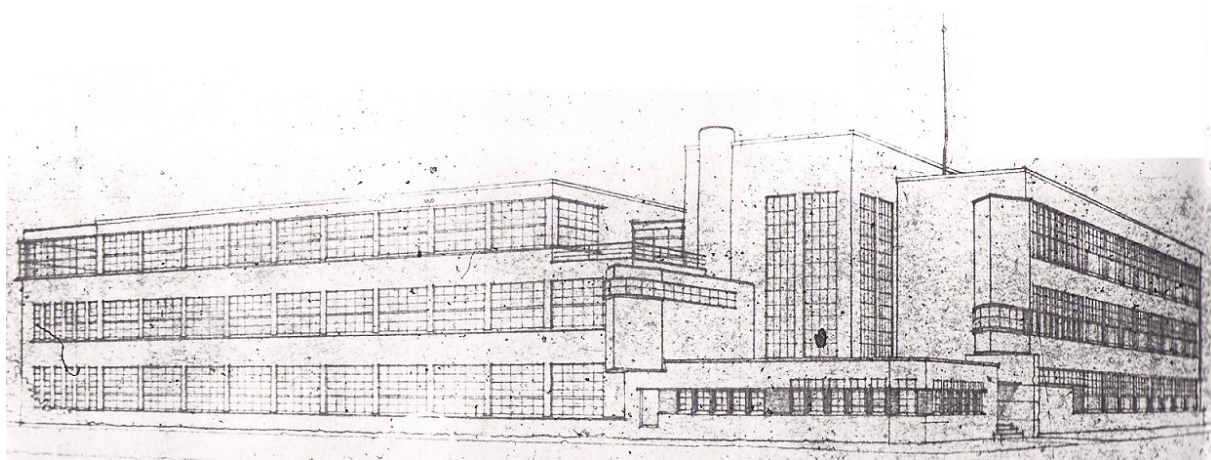


Transformatie “oude ambachtsschool”



Windesheim 



18-12-2009

Opdrachtgever:

Pieters Bouwtechniek, Zwolle

Begeleiders:

Dhr. A. Dolfing

Dhr. J.D. van Wijk

Opdrachtnemer:

Jan Willems S1004658

Bjorn Wolters S1003776

Voorwoord

Dit rapport is de verslaglegging van het onderzoek van het afstudeerproject "transformatie Oude ambachtsschool". De inhoud van het rapport is een onderzoek waarbij gekeken wordt naar de mogelijkheden of het constructief haalbaar is om de "Oude Ambachtsschool" te transformeren naar een andere functie en of het mogelijk is om de "Oude Ambachtsschool" uit te breiden door middel van optoppen.

Lezers die voornamelijk geïnteresseerd zijn in de gebouwanalyse worden verwezen naar hoofdstuk 1 de keuze van de functie staat beschreven in hoofdstuk 2 in hoofdstuk 3 wordt verteld hoe er moet worden opgetopt en in hoofdstuk 4 staan de eisen aan het onderzoek.

Vervolgens in hoofdstuk 5 is de gewichtberekening te vinden en hiermee is in hoofdstuk 6 de bestaande hoofd draagconstructie getoetst. De optopconstructie is berekend in hoofdstuk 7, de begane grondvloer berekening is te vinden in hoofdstuk 8. In hoofdstuk 9 zijn de brandwerende voorzieningen ten aanzien van het staal bepaald.

JB is zijn dank verschuldigd aan de begeleiding vanuit Christelijke School Windesheim, afdeling school of built environment and transport, voornamelijk dhr. Dolfing en dhr. van Wijk. Daarnaast heeft opdrachtgever Pieters Bouwtechniek, met in het bijzonder dhr. J. Udding en dhr. D. Slagter, die het projectteam van waardevolle informatie en adviezen voorzien.

Inhoudsopgave

Voorwoord	I
Inhoudsopgave	II
Inleiding	5
Samenvatting.....	6
Summary	7
1. Gebouwanalyse.....	8
1.1 Beschrijving geschiedenis de "Oude Ambachtsschool"	8
1.1.1 De Bouw	8
1.1.2 LTS verlaat gebouw	9
1.1.3 Leegstand	9
1.1.4 Kraakactie	10
1.1.5 Aanvraag rijksmonument	10
1.1.6 Opnieuw leegstand	10
1.1.7 Eigenaarwissel	10
1.1.8 Huidige situatie	11
1.2 Draagconstructie huidige gebouw.	12
1.2.1 De fundering	12
1.2.2 Betonskelet	13
1.2.3 Belastingafdracht	14
1.2.4 Stabiliteit	14
1.3 Gebruikte materialen	14
1.3.1 Steen	14
1.3.2 Kolommen, balken en vloeren (betonskelet)	14
1.3.3 Houten vloer.....	15
1.3.4 Licht	15
1.3.5 Keramiek.....	15
1.3.6 Glas	16
1.4 Kwaliteit materialen draagconstructie	16
1.4.1. Visuele inspectie	16
1.4.2 Beton druksterkte	17

1.4.3	Analyse resultaten	17
1.5	Berekende belastingen en veiligheidsfactoren huidige gebouw	18
2.	Functievergelijking	19
2.1	Wat zijn functies?	19
2.2	Beschrijving verschillende soorten functies	19
2.3	Bouwkundige eisen die voortkomen uit het huidige gebouw	20
2.3.1	Belastingen	20
2.3.2	Vrije verdiepingshoogte	20
2.4	Bouwkundige eisen van de verschillende soorten functies.....	21
2.4.1	Belastingen	21
2.4.2	Vrije verdiepingshoogte	21
2.5	Vergelijking functies op basis van de bouwkundige eisen.	22
2.5.1	Belastingen	22
2.5.2	Vrije verdiepingshoogten	22
2.6	Financiële vergelijking overgebleven functies.	24
2.6.1	Bouwkosten	24
2.6.2	Verbouwingsoppervlakte/verhuurbaar oppervlakte	24
2.6.3	Huuropbrengsten	24
2.6.4	Exploitatiekosten.....	25
2.6.5	Financiële vergelijking.....	25
2.7	Keuze van een functie	26
3.	Optoppen.....	27
3.1	Wat is optoppen?.....	27
3.1.1	Waarom optoppen?	27
3.2	Soorten bouwmethoden.	28
3.2.1	Stapelbouw	29
3.2.2	Gietbouw.....	29
3.2.3	Skeletbouw	30
3.2.4	Elementenbouw	33
3.3	Eisen aan optoppen.....	34
3.3.1	Gewicht.....	34
3.3.2	Brandwerendheid.....	34

3.3.3	Sterkte	34
3.3.4	Flexibel	34
3.3.5	Constructie hoogte	35
3.3.6	Geluidseisen	35
3.4	Vergelijking bouwmethoden op basis van de eisen	36
3.4.1	Gewicht	36
3.4.2	Brandwerendheid	36
3.4.3	Flexibiliteit	36
3.4.4	Sterkte	37
3.5	Keuze bouwmethode	37
4.	Overige eisen aan het onderzoek	39
4.1	Belastingen en overige constructieve eisen	39
4.2	Geluidseisen	39
4.3	Eisen brandwerendheid hoofddraagconstructie	40
4.4	Materiaal keuze	42
4.4.1	Hoofddraagconstructie	42
4.4.2	Vloeren	42
4.4.3	Wanden buitenzijde	43
5.	Gewichtsberekening	44
5.1	Dimensioneren nieuwe staalconstructie	44
5.2	Bepaling belastingen	46
5.2.1	Dakconstructie Hortensiastraat	46
5.2.2	Dakconstructie Mimosastraat	48
5.2.3	Verdieping/begane grond (optopping) Hortensiastraat	49
5.2.4	Verdieping/begane grond (optopping) Mimosastraat	50
6.	Toetsing bestaande hoofddraagconstructie	52
6.1	Toetsing bestaande kolommen	52
6.1.1	Kolom P	52
6.1.2	Kolom R	53
6.2	Toetsing bestaande kolommen + nieuwe belasting 1 verdieping	53
6.2.1	Kolom P	53
6.2.2	Kolom R	55

6.3	Toetsing bestaande kolommen + nieuwe belasting 2 verdiepingen	56
6.3.1	Kolom P	56
6.3.2	Kolom R	57
6.4	Toetsing fundering.....	58
6.4.1	Toetsing fundering met twee verdiepingen (KOLOM P).....	58
6.4.2	Toetsing fundering met één verdieping.....	64
6.5	Conclusie.....	70
7.	Berekening optop constructie	71
7.1	Stabiliteit.....	71
7.1.1	Berekening windbelasting op gevel hortensiastraat.....	71
7.2	Berekening ligger 1.....	72
7.2.1	Bepaling effectieve breedte.....	73
7.2.2	Gewichtsberekening	75
7.2.3	Toetsing bestaande kolom met belasting.....	76
7.2.4	Funderingsberekening	77
7.3	Ligger 1 tweede berekening	78
7.3.1	Bepaling effectieve breedte.....	80
7.3.2	Gewichtsberekening	81
7.3.3	Toetsing bestaande kolom met belasting.....	82
7.3.4	Funderingsberekening	83
7.4	Conclusie optopconstructie	85
7.5	Detail berekening.....	86
7.5.1	Berekening aansluiting bestaand en nieuwbouw	86
7.5.2	Berekening windverbanden	87
8.	Berekening begane grond	88
8.1	Berekening vloer op zand.....	88
9.	Brandwerende bekleding.....	89
10.	Afsluiting	91
11.	Literatuurlijst	92
12.	Bijlagen.....	93

Inleiding

Op dit moment staan er in Nederland een grote hoeveelheid panden leeg, deze zijn op het oog rijp voor de sloop. De bestaande leegstaande gebouwen kunnen worden gesloopt maar kunnen ook worden herbestemt. Vaak worden ze gesloopt en komt er een nieuw kantoren- of appartementencomplex op dezelfde locatie. Dit is vaak erg prijzig. Als oplossing hiervoor zal er onderzoek worden verricht waaruit zal blijken of het mogelijk is om deze gebouwen een andere functie te geven en of deze gebouwen eventueel kan worden uitgebreid door middel van optoppen om meer m² kantoor, winkel, woon etc. ruimte te realiseren. JB heeft gekozen om 1 gebouw te onderzoeken voor de transformatie, namelijk de leegstaande "Oude Ambachtsschool" te Zwolle.

Het doel van dit rapport is het presenteren van het onderzoek waarin de keuzes zijn beschreven, welke functie(s) erin komen en welke bouwmethode voor het optoppen van de "Oude Ambachtsschool" geschikt zijn. En er is bepaald of de "Oude Ambachtsschool" kan worden opgetopt. Ook is er gekeken naar versterking van de begane grondvloer.

Samenvatting

Op dit moment staan er in Nederland een grote hoeveelheid panden leeg, deze lijken rijp voor de sloop. JB bood Pieters Bouwtechniek aan om de mogelijkheden te onderzoeken om de "Oude Ambachtsschool" te Zwolle te transformeren naar een andere gebruiksfunctie en het gebouw extra vierkante meters te geven in de vorm van nieuwe verdiepingen(optoppen).

Voor u ligt het verslag van het onderzoek. In deze verslaglegging is het volgende onderzoek beschreven:

- Gebouwanalyse;
- Functievergelijking;
- Wat is optoppen;
- Overige eisen aan hoofdonderzoek;
- Gewichtsberekening;
- Toetsing bestaande hoofddraagconstructie;
- Berekening optopconstructie;
- Berekening begane grondvloer;
- Brandwerende bekleding.

Uit de gebouwanalyse komt naar voren dat het gebouw al een lange geschiedenis heeft gehad van verschillende gebruikers. De gehele hoofddraagconstructie heeft een visuele inspectie ondergaan. De hoofddraagconstructie bestaat uit een betonnen skelet, de huidige kwaliteit van de gebruikte materialen zien er goed uit en het betonnen skelet is getoetst op druksterkte en voldoet aan de huidige eisen.

Uit de functievergelijking komt naar voren dat voor de begane grond het beste een winkelfunctie toegepast kan worden en voor de verdiepingen een kantoorfunctie als beste naar voren komt. Dit is bepaald door te kijken naar de belastingen die elke gebruiksfunctie nodig heeft en welke belasting de bestaande vloer kan dragen. Ook is er een financiële vergelijking gemaakt met verschillende gebruiksfuncties.

Uit het hoofdstuk over optoppen komt naar voren dat een staalskelet de beste bouwmethode is. Dit o.a. vanwege het lichte gewicht hiervan, de flexibiliteit tijdens de gebruiksfase en de grote overspanningen die hiermee gehaald kunnen worden.

In het hoofdstuk overige eisen aan het onderzoek staan verdere eisen die nodig zijn voor het uitwerken van het onderzoek.

Uit de toetsing van de bestaande hoofddraagconstructie met de gewichten die zijn bepaald in de gewichtberekening blijkt dat de "Oude Ambachtsschool" kan worden opgetopt met één verdieping. Ook is het mogelijk om de begane grondvloer te versterken.

Summary

In the Netherlands there are currently a lot of empty buildings suitable for demolition. The "oude ambachtsschool" is an example of such a building. Pieters Bouwtechniek has been offered the opportunity by JP to conduct a study in order to explore the possibilities to prevent the demolition of this school by changing the original function of the building and giving it an extension in the form of an extra floor (build up).

The study which was conducted can be divided into two sections – the preliminary study and the main study. This submitted thesis contains the results of the preliminary study and contains the following:

- Building analysis
- Function comparison
- What is "building up"
- Extra requirements for the study
- Weight calculation
- Review existing main support
- Construction calculation
- Ground floor calculation;
- Fire-resistant coating.

The building analysis that was done showed that the "oude ambachtsschool" had a long user history. The main part of the building skeleton is made out of concrete and the current quality of the used materials can be considered good. The strength of the concrete skeleton was tested and a visual inspection of it was done.

Function comparison showed that the ground floor could be best used for shops and the remaining floors for offices. This conclusion was made based on a stress test that was done on the current floor, in order to look at its function usage and the maximum stress that it could take. A financial comparison of the function usages was also made.

According to the "build up" results a steel skeleton is the best option. This is mainly because of the fact that steel is light, flexible during the usage stage and the great span that it can be reached.

From the review of the existing main supports, with the weights that are from the weight calculation shows that the "oude Ambachtsschool" can be build up with a single floor. It is also possible to make the ground floor stronger.

1. Gebouwanalyse

1.1 Beschrijving geschiedenis de "Oude Ambachtsschool"

De ambachtsschool was tot ongeveer 1968 een schooltype in Nederland.

De ambachtsschool was vanaf 1865 de naam voor een groep scholen voor dagonderwijs, waar werd opgeleid voor ambacht en nijverheid. Dit schooltype was erg populair bij diegenen die voorheen na de lagere school nagenoeg geen mogelijkheid hadden om naar school te gaan.

De maatschappij voor de Werkende hand stichtte in 1861 in Amsterdam de eerste ambachtsschool van Nederland. De ambachtsschool verzorgde technische opleidingen voor jongens, terwijl de huishoudschool gericht was op meisjes. Er waren twee-, drie- en vierjarige opleidingen. Ook was het mogelijk om een vierjarige opleiding al na drie jaar te verlaten met een daarbij passend getuigschrift. De ambachtsschool verzorgde opleidingen tot smid, timmerman, meubelmaker en schilder. Ook waren er cursussen koper, lood en zinkbewerking, elektriciteitsleer, auto- motor en rijwielhersteller.

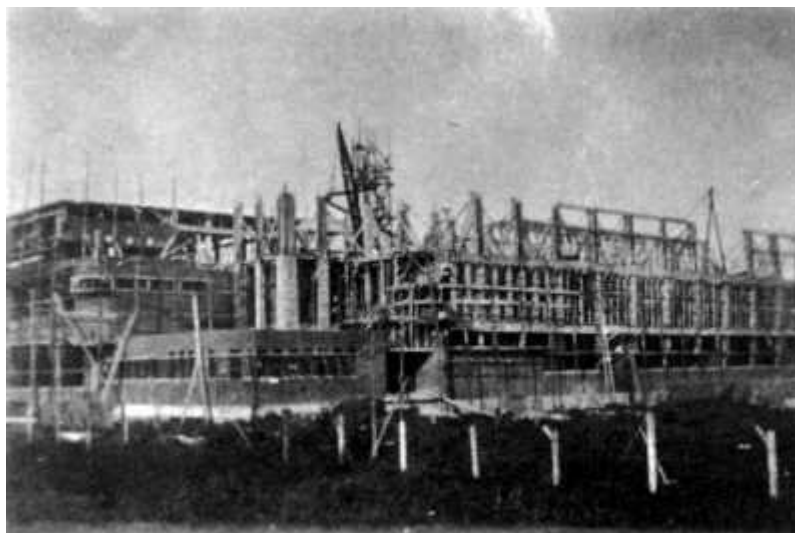
1.1.1 De Bouw

De praktische ambachtsschool en avondnijverheidsschool, werd gebouwd op de hoek van de Mimosastraat en de Hortensiastraat. Het gebouw verving daarmee de school aan de Menno van Coehoornsingel.

In oktober 1931 werden de architecten A. Baart en L. Krook door het schoolbestuur benoemd om definitieve plannen uit te werken voor een nieuw gebouw. Op 25 oktober 1932 werd met het graafwerk begonnen en in maart 1933 werd de eerste steen gelegd (afb. 1.1).

Het pand is vanuit een L-vormige plattegrond opgetrokken uit baksteen en beton. Medio 1934 werd het gebouw betrokken.

Afb. 1.1 Foto: Bouw van de Ambachtsschool 1933



Het "Nieuwe Bouwen"

De stijl waarin het pand is opgetrokken valt onder de stroming "het Nieuwe Bouwen". De termen "Nieuwe Zakelijkheid", of "Functionalisme" worden ook wel gebruikt, maar in Nederland is "het Nieuwe Bouwen" de gangbare benaming. De stijl kenmerkt zich door het functioneel toepassen van materialen en de afwezigheid van overbodige decoraties. De gehele architectuur moest in dienst staan van het gebouw.

1.1.2 LTS verlaat gebouw

Nadat de school vanaf 1934 vele jaren in gebruik is geweest als ambachtsschool en later als LTS, wordt in 1985 het pand verlaten door deze opleiding. Het ministerie van onderwijs (op dat moment nog economisch eigenaar van het schoolgebouw) stelt aanvankelijk dat het pand absoluut niet meer geschikt is voor onderwijs doeleinden. Het tekort aan onderwijslokaliteiten blijkt echter op dat moment dusdanig groot, dat het ministerie zich bereid verklaart vele tonnen in het gebouw te investeren. Dit ten behoeve van een onderkomen voor een onderdeel van het Hanze College (MBO voor middenstandsonderwijs).

Op 20 december 1985 stelt de gemeenteraad van Zwolle de monumentenverordening vast en plaatst veel panden op de voorlopige gemeentelijke monumentenlijst. Sloopvergunningen kunnen niet zonder discussie in de raad worden afgegeven. Bij de eerste ambtelijke voorselectie in 1985 is de ambachtsschool wel vermeld geweest op de voorlopige lijst, maar door diverse ontwikkelingen wil B&W (burgermeester en wethouders) het pand nog buiten de eigenlijke monumentenlijst houden. Op 18 augustus 1986 besluit het college om de Ambachtsschool alsnog voor te stellen voor voorlopige plaatsing op de monumentenlijst. De monumentencommissie adviseert, op 18 november 1986, aan het college om het pand definitief op de lijst van gemeentelijke monumenten te plaatsen. De nieuwe eigenares, Stichting Hanze College Zwolle, maakt in overleg met de gemeente op 16 juni 1987 kenbaar zich zorgen te maken over het vele onderhoud dat aan het schoolgebouw moet worden verricht. Ze maakt geen bezwaar tegen definitieve plaatsing op de monumentenlijst. Op 16 juli 1987 stelt het college aan de gemeenteraad voor het pand definitief op de monumentenlijst te plaatsen. Het voorstel wordt aangenomen.

Stichting Hanze College Zwolle is per 16 juni 1989 volgens het kadaster te Zwolle geregistreerd als juridische eigenaar van het pand. In 1990 wordt alles al weer anders en komt het gebouw in handen van K. Schots, directeur van Dryade.

1.1.3 Leegstand

Het Hanze College verlaat de Ambachtsschool in 1993. Vanaf dat moment wordt de school nogmaals verhuurd, ditmaal aan het College voor Beroepsonderwijs. Het College van Beroepsonderwijs verlaat in het voorjaar van 1995 als laatste gebruiker het pand. Er is nu daadwerkelijk sprake van leegstand. Geleidelijk aan treedt het eerste verval in, ruiten sneuvelen en het interieur van het gebouw wordt door vandalisme en plundering lelijk toegetakeld. De overlast van glasgerinkel, het rondhangen van jongeren en het tijdelijk verblijven van zwervers wordt buurtbewoners teveel. Incidentele surveillance door de politie leidt vooralsnog

niet tot een voldoende aanpak van de problematiek. Aanhoudend worden in bijeenkomsten van het wijkplatform vragen gesteld. Zolang gesprekken tussen de huidige en de toekomstige eigenaar gaande zijn en er procedures worden gevoerd, doet het gemeentebestuur weinig anders dan afwachten. Het aanzien verslechtert nog verder en de gemeente geeft in de zomer van 1995, uit veiligheidsoverwegingen, opdracht om het gebouw zo goed mogelijk dicht te timmeren.

1.1.4 Kraakactie

Op 10 augustus 1996 wordt het pand door een groep inwonende van Zwolle gekraakt met het doel verdere verloedering en teloorgang van het pand te voorkomen. Zij willen zich inzetten voor het behoud van het gemeentelijk monument. De krakers formeren zich in een beheerscollectief dat middels wekelijkse vergadering noodzakelijke acties vaststelt. Die acties bestaan aanvankelijk uit de organisatie van een deugdelijk beheer, het opzetten van een goede huishouding, het puinruimen en het afvoeren van aanwezig afvalstoffen, herstel nutsvoorzieningen, verzorgen van publiciteit, ontvangst van publiek en contact met de buurt. Voor de langere termijn wordt nagedacht over een vernieuwende en passende bestemming voor het monument. Het collectief denkt zelf aan werkplaatsen t.b.v. ambacht, techniek, kunst en cultuur (verenigingsfaciliteiten en cursuslokalen). Ook wordt gezocht naar mogelijke samenwerkingsverbanden met instellingen en groeperingen die het plan tot een succes kunnen maken.

Al snel ontstaat er een wachtlijst van personen en groeperingen die de ruimtes willen adopteren en mee willen denken over het voorlopig beheer en de exploitatie. Een aantal mensen waagt de gok om eigenhandig een ruimte op te knappen. Tijdens klussendagen wordt gezamenlijk hard gewerkt om het gebouw weer op essentiële plaatsen glas dicht te maken. Dit speelt zich af in het najaar van 1996.

1.1.5 Aanvraag rijksmonument

Op 19 augustus 1997 doet de Stichting "De Oude Ambachtsschool" een verzoek aan de minister tot aanwijzing van De Oude Ambachtsschool als beschermd rijksmonument.

1.1.6 Opnieuw leegstand

Nadat het gebouw weer leeg kwam te staan gebeurden er weer diverse vernielingen en kraakacties, er werd zelf brandstichting waargenomen. Nu volgen er weer enkele kraakacties waarbij wordt gepoogd het gebouw op te knappen. Het beheer van De Oude Ambachtsschool gaat een volgende periode in. Men gaat verder met het glas zetten en diverse lokalen worden opgeknapt om daar op goede wijze gebruik van te maken. Ook dienen zich nieuwe activiteiten aan. De toelatingscommissie, die de ruimteverdeling coördineert krijgt het weer druk.

1.1.7 Eigenaarwissel

In februari 1998 blijkt het aan het collectief dat er wederom sprake is geweest van een formele eigenaarwisseling. Het pand is volgens het kadaster voor fl. 850.000 overgedaan van Dryade Beleggingsmaatschappij BV (gevestigd te Zwolle, kantoorhoudend te Waalwijk) aan Badine BV (gevestigd in Waalwijk, kantoorhoudend te Waalwijk). Dit alles binnen een constructie waarin de heer Schots de centrale persoon is. Tot op heden is het voor het collectief niet duidelijk geworden

wat hiertoe de reden is geweest.

Op 17 juni 1998 besluit de staatssecretaris namens de Rijksdienst voor de Monumentenzorg dat de voormalige Ambachtsschool aangewezen wordt als beschermd rijksmonument. Dit tot volle tevredenheid van stichting en collectief "De Oude Ambachtsschool".

1.1.8 Huidige situatie

Na jarenlange onduidelijkheid wat de toekomst De Oude Ambachtschool zou brengen heeft woningstichting SWZ de school gekocht. De wens is om op de begane grond, in samenspraak met Vereniging Doas (De Oude Ambacht School), atelierruimten, werkplaatsen en theater/muziekrumten te creëren. Daarnaast komen volgens de huidige ideeën op de eerste en tweede verdieping atelier- en starterwoningen.

Met een gemeentelijke bijdrage van ruim een half miljoen euro is de herontwikkeling van de Oude Ambachtsschool aan de Mimosastraat financieel gedekt. Burgemeester en wethouders hebben ingestemd met een bijdrage van tweemaal 260 duizend euro: ten last van de subsidieregeling Bouwimpuls Overijssel en het investeringsbudget Stedelijke Vernieuwing. De woningcorporatie SWZ is begonnen met de restauratie van het monumentale gebouw op de hoek van de Mimosastraat en de Hortensiastraat. Het is de bedoeling dat er naast de restauratie van het gebouw 35 (starters)woningen komen en bijna 2500 vierkante meter atelierruimte.

1.2 Draagconstructie huidige gebouw.

Er zijn een viertal hoofd- draagsystemen te onderscheiden die het meest worden toegepast, namelijk traditionele bouw, gietbouw, elementenbouw en skeletbouw.

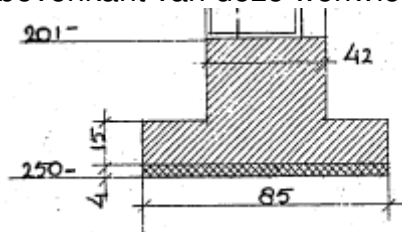
Nadat het gebouw bezocht is en de tekeningen zijn bestudeerd is vastgesteld dat het hoofdzakelijk gaat om een betonskelet draagstructuur (kolommen structuur). Het heeft een grote vrije indeelbaarheid van de ruimte omdat de balken en vloeren grote overspanningen overbruggen. Bij het bouwwerk werd eerst het skelet opgetrokken en daarna de gevel geplaatst. Bij de hoofdingang is de draagstructuur dragend metselwerk en bij de toegangspoort twee ronde dragende kolommen. De dragende constructie van het gebouw is van gewapend beton. Gewapend beton werd in de tweede helft van de 19e eeuw uitgevonden door de Fransman Monier. Gewapend beton was dus in 1930 geen uitzonderlijk materiaal. Begin 1920 werd het veel toegepast in de Twentse textielindustrie. Men moest voldoen aan strenge eisen en normen die strikt waren omschreven en vastgesteld.

1.2.1 De fundering

De fundering is een betonnen strokenfundering (afb. 1.2.1), deze is van verschillende breedtes (varieert van 700 mm tot 1000mm).

Strokenfundering is een manier van funderen op staal. Funderen op staal betekent in deze: funderen op de vaste grond.

Een strokenfundering is een fundering op vaste grondslag, waarbij de strook de belasting moet overdragen van het gebouw naar de grond. Bij een strokenfundering wordt een vloer op een dergelijke wijze belast, dat er zowel druk- als trekkrachten voorkomen. De drukspanning wordt door het beton opgenomen en de trekspanning door het staal (wapening). Onder de fundering ligt meestal een werkvloertje van folie of beton. Hier bovenop komen dan afstandhouders te liggen voor de wapening. De bovenkant van deze werkvloer is gelijk aan de aanlegdiepte.



Afb. 1.2.1 Stroken fundering van de Ambachtsschool.

1.2.2 Betonskelet

Dit is een skelet van gewapend beton. Dit skelet vormt de draagconstructie van het gebouw.

Vormen van een betonskelet als draagconstructie:

- een geraamte aan de binnenzijde van het gerede gebouw;
- een geraamte aan de buitenzijde van het gerede gebouw;
- het geheel van betonnen vloeren en -wanden.

Bij de "Oude Ambachtsschool" gaat het om een geraamte aan de binnenzijde van het gebouw.

Op de galerij van de eerste verdieping heb je goed zicht op de betonskeletconstructie die de basis vormt van het gebouw van de Ambachtsschool. Men kan de kolommen en de balken duidelijk onderscheiden. Men doorziet in één oogopslag de gedegen doch open opzet van het hele gebouw (afb. 1.2.2).



Afb. 1.2.2 Betonskelet Oude Ambachtsschool.

Het gaat vooral om rechthoekige kolommen bij de twee lange zijdes. Op deze kolommen liggen betonnen balken die de vloer dragen. Bij de bovenste verdieping wordt het dak gedragen door middel van stalen liggers met daarop een houtenbalklaag.

Bij de hoofdingang is de draagstructuur van dragend metselwerk gecombineerd met de betonnen kolommen. De twee ronde kolommen zijn centraal geplaatst in het betonskelet. Ze vormen als het ware een toegangspoort tot het trappenhuis.

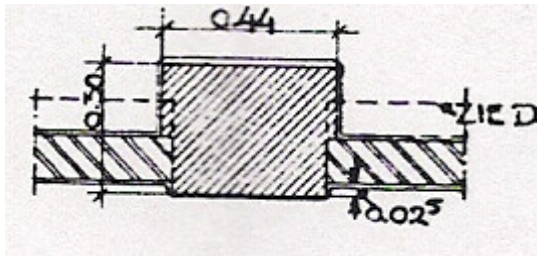
De vloeren van de begane grond, 1e verdieping en 2e verdieping zijn van in het werk gestort beton. Bij meerdere zijden is de begane grondvloer gedeeltelijk van hout.

1.2.3 Belastingafdracht

De belastingafdracht geschiedt d.m.v. de daarvoor aangebrachte constructieonderdelen. De belasting wordt afgedragen, via de vloeren, naar de dragende wanden of de betonnen kolommen en uiteindelijk komt de belasting op de fundering. De belastingsafdracht is voor de verschillende verdiepingen vrijwel hetzelfde.

1.2.4 Stabiliteit

Een draagstructuur uitgevoerd als een beton skelet betekend dat de stabiliteit in twee richtingen verkregen zal moeten worden. Dit betonnen kolomskelet kan niet vanuit zichzelf de stabiliteit verzorgen. De stabiliteit bij de "Oude Ambachtsschool" wordt voornamelijk gehaald uit de gemetselde wanden en de massieve betonnen vloeren. Er is een goede aansluiting van metselwerk op beton gecreëerd, namelijk doordat het metselwerk precies in de sponning van het beton valt. (zie afb. 1.2.4)



Afb. 1.2.4 aansluiting op metselwerk

1.3 Gebruikte materialen

1.3.1 Steen

De gevels zijn gemaakt met horizontale stroken baksteen. Rode baksteen is gebruikt op de begane grond en gele baksteen op de verdiepingen. De kleur bruingeel is het meest toegepast, naast enkele rode banden. Verder zijn de dragende wanden binnen het gebouw ook van steen. Baksteen bepaalt het volume van het gebouw. Er is gemetseld in gotisch verband: 2 strekken, 1 kop. Er is plat vol gevoegd en geborsteld. Dit is de meest toegepaste voeg.

Veel siermetselwerk is in het gebouw niet te vinden. Behalve in de entree, op de hoek van het gebouw. Op de stompe hoek zijn de elkaar kruisende en uitstekende bakstenen in één punt gekapt. Aan de andere kant van de entree zijn grote platen natuursteen aangebracht. Gemetselde platen Basaltlava van 10 en 20 cm dik. Verder is op de begane grond en bij de achtergevel zwartgeglazuurde steen gebruikt.

1.3.2 Kolommen, balken en vloeren (betonskelet)

De dragende constructie van het gebouw is van gewapend beton. De vloeren zijn massieve betonvloeren die als schijf werken om zo de stabiliteit te bewaren samen met de gemetselde wanden. De kolommen en balken zijn eveneens van gewapend beton.

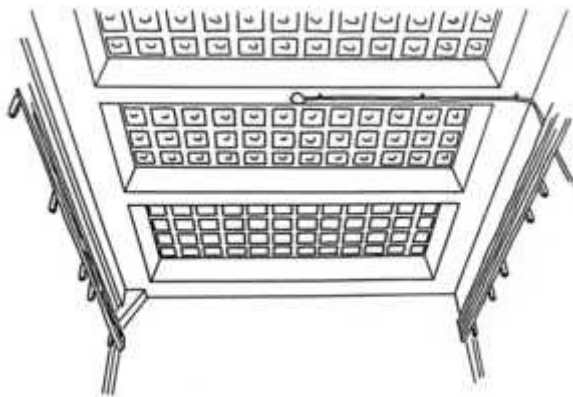
1.3.3 Houten vloer

Bij één vleugel is de begane grondvloer gedeeltelijk van hout en beton, een houtenbalklaag met daarover houten vloerdelen. Dit waren vroeger de theorielokalen waar dus een niet al te grote belasting op kwam van zware machines. Verder is het dak ook van hout met ter ondersteuning een stalen liggers waar de houtenbalklagen op liggen.

1.3.4 Licht

Het belangrijkste element van het gebouw is licht. Er is voor veel glasoppervlak gezorgd in de gevels, zodat er sprake is van een riante lichttoevoer voor die tijd, maar ook op andere manieren is getracht om het daglicht te verspreiden. Bijzonder zijn de glazen tegelvloeren (afb. 1.3.4), deze zijn helaas gesneuveld terwijl het gebouw leeg stond. Bij deze vloeren werden Frisma glastegels gebruikt. In de gang van de N-W vleugel, op de 1e verdieping, is deze het beste te zien.

Ook in de kop- ruimte van de 2e verdieping is de mooie en riante lichtinval goed te zien. De vloer op deze etage is zo'n 20 cm verhoogd. Zo krijg je de indruk dat er meer raamoppervlakte is.



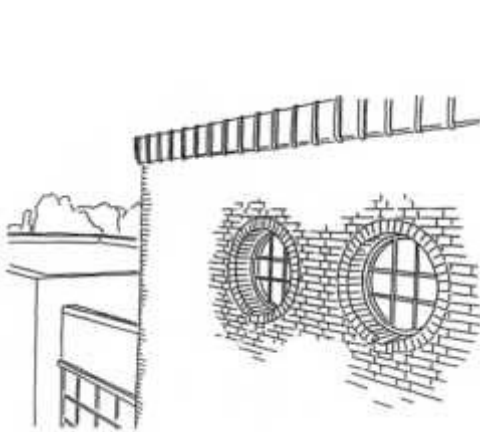
afb. 1.3.4 Glazen tegelvloer

1.3.5 Keramiek

Door het gehele gebouw is veel keramiek te vinden. Zoals bijvoorbeeld in de vloeren, waar tegels in een schaakbord patroon zijn geplaatst. Maar ook in de toiletten, waar voor de tussenmuren witgeglazuurde badcelsteen is gebruikt.

1.3.6 Glas

Alle ruiten van de Ambachtsschool zijn gemonteerd in stalen kozijnen. Het principe stamt uit Engeland. De firma Crithel kwam de 2e helft van de 19e eeuw met gestandaardiseerde profielen. Stalen kozijnen waren afkomstig uit de kassenbouw. Crithel gaf licenties aan twee Nederlandse bedrijven. De architecten gaven alle maten van de ramen door aan de fabriek, waar deze op maat werden gemaakt. De firma De Vries-Robé uit Gorinchem heeft waarschijnlijk de stalen kozijnen van de Ambachtsschool geleverd. Deze firma bestaat niet meer.



Afb. 1.3.6 Ronde raampjes in de toren



Afb. 1.3.6a Opgang naar de toren

1.4 Kwaliteit materialen draagconstructie

Onder kwaliteit wordt verstaan; hoe tegenwoordig de hoofddraagconstructie eruit ziet(vertoond deze gebreken) en wat de druksterkte is van de hoofddraagconstructie.

1.4.1. Visuele inspectie

Er is eerst een visuele inspectie uitgevoerd, hier is gekeken naar;

- Scheurvorming;
- roestplekken op beton;
- roestvorming van staal, hieronder worden de stalen balken verstaan;
- Afbrokkelen van het beton;
- betonsterkte.

In de bijlage 12.1 staat een verslag van de visuele inspectie.

Resultaat inspectie.

De gehele hoofddraagconstructie is over het algemeen nog goed in tact, op de vloeren na waren weinig beschadigen te zien. Ook aan de staalconstructie was weinig roestvorming te ontdekken.

De sterkte van het staal was in de jaren 30 minder hoog dan tegenwoordig. De werkelijke sterkte van het staal konden we niet meten, doordat er geen

meetapparatuur beschikbaar was. Aangezien de staalconstructie niet extra belast wordt, is de sterkte van de staalconstructie dan ook niet van belang.

1.4.2 Beton druksterkte

Beton als hoofddraagconstructie moet een minimale beton kwaliteit hebben van C20/25(B25). De betonkwaliteit in de huidige toestand is gemeten met een terugslaghamer. De werking van de terugslaghamer staat beschreven in bijlage 12.2.

Hieronder volgen de uitkomsten van de proef;

Locatie	Kolommen		Vloer		Balk	
		Druksterkte		Druksterkte		Druksterkte
Begane grond	36		32		36	
	34					
Verdieping	34		38			
	32		37			
			32			
2 ^{de} verdieping	32		32			
	32		32			
Mediaan	32	26.5 N/mm ²	33	33.5 N/mm ²	36	34 N/mm ²

De mediaan van de proeven is onderverdeeld in de verschillende onderdelen van de hoofddraagconstructie, hierdoor wordt een beter beeld verkregen van de sterkte van de verschillende onderdelen.

1.4.3 Analyse resultaten

De druksterkte varieert van 26.5 t/m 34 N/mm². Aan de hand van de resultaten kan de betonkwaliteit worden bepaald. Hieronder staat een tabel met de druksterkte voor verschillende sterkteklassen.

Sterkteklasse	Voorheen	Druksterkte $f_{c;k}$
C12/15	B15	15
C20/25	B25	25
C28/35	B35	35
C35/45	B45	45
C45/55	B55	55
C53/65	B65	65

Aan de hand van de tabel van hierboven kan worden gezegd dat de sterkteklasse van het beton voor alle onderdelen een minimale sterkteklasse heeft van C20/25. De waarde van C20/25 voldoet aan de eisen die zijn gesteld voor een hoofddraagconstructie.

1.5 Berekende belastingen en veiligheidsfactoren huidige gebouw

Om later in het rapport een goede en beargumenteerde keuze te maken over welke functie in dit gebouw past, moet je o.a. de belastingen weten waarmee het gebouw in 1932 berekend is.

De belastingen werden in deze tijd nog in Kg/m^2 aangegeven. Tegenwoordig rekenen wij met Kn/m^2 . Om kg/m^2 om te rekenen naar Kn/m^2 , kan je de kg/m^2 delen door 100.

Er is in 1932 gerekend met de volgende waarden, excl. veiligheidsfactor;

- Begane grond $400 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow 4 \text{ Kn/m}^2$
- 1^{ste} verdieping 400 Kg/m^2 en $300 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow 4 \text{ Kn/m}^2$ en 3 Kn/m^2
- 2^{de} verdieping $300 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow 3 \text{ Kn/m}^2$

Uit oudere voorschriften blijkt dat er gerekend is met een staal trekspanning van $1200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 120 \text{ N/mm}^2$. De kwaliteit van zacht betonstaal is bij de nieuwere benadering 191 N/mm^2 (FEB220). Er zit dan meer betonstaal in dan nodig, namelijk een factor van $191/120 \approx 1.6$ meer.

Uit een willekeurige berekening van een vloerveld in de stukken van de bouwvergunning hebben ze gerekend met een belasting van 550 Kg/m^2 . Als deze waarden vermenigvuldigd wordt met 1.6, zou er een belasting kunnen worden gebruikt van $550 \times 1.6 = 880 \text{ Kg/m}^2$ excl. huidige veiligheidsfactor, met deze waarde wordt onder de berekende staalhoeveelheid gebleven. Van de belasting van 880 Kg/m^2 moet het eigen gewicht van de constructie en de afwerkvloer worden afgetrokken. Dit komt uit op het volgende: $880 - ((228+22) \times 1.2) = 580 \text{ Kg/m}^2$.

In de huidige eisen heb je een veiligheidsfactor van 1.5 voor veranderlijke belasting. Er mag dus $580/1.5 = 385 \text{ Kg/m}^2$ aan nuttige belasting worden opgezet.

Aangezien de huidige vloeren en de afwerkvloeren erg dun zijn en niet voldoen aan de huidige eisen voor geluid, moet hiervoor extra belasting worden gerekend, namelijk 100 Kg/m^2 . De werkelijke nuttige belasting wordt dan als volgt; $385 - 100 = 285 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow 2,85 \text{ Kn/m}^2$.

Voor de andere belastingen is dezelfde berekening aangehouden.

De nuttige belasting van een later gekozen functie moet onder de volgende waarden blijven;

- Begane grond $3,9 \text{ Kn/m}^2$
- 1^{ste} verdieping $3,9 \text{ Kn/m}^2$ en $2,85 \text{ Kn/m}^2$
- 2^{de} verdieping $2,85 \text{ Kn/m}^2$

Met de bovenstaande waarden kan al een eerste selectie worden gemaakt in de verschillende functies.

In bijlage 12.3 staat een uitwerking van de hier bovenstaande berekening.

2. Functievergelijking

2.1 Wat zijn functies?

Gebouwen worden in het bouwbesluit ingedeeld in verschillende gebruiksfuncties. Een gebruiksfunctie is een toewijzing van naam voor een bepaalde ruimte, een groep ruimten of zelfs een heel gebouw. Bijvoorbeeld een vrijstaand huis valt in het bouwbesluit onder een woonfunctie.

Aan de verschillende gebruiksfuncties die staan omschreven in het bouwbesluit hangen verschillende bouwkundige eisen, zoals bijvoorbeeld; hoogten van ruimtes.

Ook aan de "Oude ambachtsschool" moet een gebruiksfunctie worden toegewezen. Aan het einde van dit hoofdstuk is er een keuze gemaakt voor de herbestemming van de "Oude ambachtsschool".

2.2 Beschrijving verschillende soorten functies

Hieronder volgt een beschrijving van de verschillende soorten gebruiksfuncties die binnen de bouw worden gebruikt. Deze beschrijving komt vanuit de Jellema serie.

Functie	Toelichting
Woonfunctie	Hieronder vallen alle ruimten die een woonbestemming zoals vrijstaande woningen, eensgezinswoningen, flat- of portiekwoningen en woonwagens.
Bijeenkomstfunctie	Onder deze gebruiksfunctie kan bijvoorbeeld worden verstaan de zalen van een congrescentrum, de kerk, de foyer van het theater, de speelzalen van een casino, kinderdagverblijven en tribuneruimten in sportgebouwen. Kortom, de ruimten waar zich, gezien de functie, per definitie altijd veel mensen bevinden.
Celfunctie	Dit kan een gevangenis- of een politiecel zijn, maar ook een kamer of een groep van kamers in een instelling voor dwangmatige verpleging.
Gezondheidszorgfunctie	Hierbij gaat het om ruimten met een gezondheidszorgfunctie als behandel- en verpleegafdelingen van een ziekenhuis, een verzorgingstehuis of een psychiatrische inrichting. Ook een praktijkruimte voor een huisarts of tandarts vallen onder deze functie.
Industriefunctie	Montagehal, werkplaats of magazijn in een fabriek en een opslagruimte in een pakhuis zijn ruimten die hieronder vallen, evenals bijvoorbeeld de stal van een boerderij.
Kantoorfunctie	Dergelijke ruimten zijn te vinden in bijvoorbeeld een administratiekantoor en een accountantskantoor, een advocatenkantoor, bankgebouw of gemeentehuis.
Logiesfuncties	Een zomerhuisje, de kamers in een hotel, in een jeugherberg of in een pension en een trekkershut zijn voorbeelden van ruimten die hieronder vallen.
Onderwijsfunctie	Hierbij kan gedacht worden aan het klaslokaal van een

	schoolgebouw of een collegezaal van een universiteitsgebouw.
Sportfunctie	Hieronder vallen een zwembad, sporthal, fitnesszaal of gymnastieklokaal van een schoolgebouw.
Winkelfunctie	Winkels in een winkelcentrum, warenhuis, supermarkt, reisbureau, stationsloket en de verkoopshop bij een tankstation zijn hiervan voorbeelden.
Overige gebruiksfunctie	Alle gebruiksfuncties die niet primair bestemd zijn voor het verblijven van mensen en die niet onder de hierboven genoemde categorieën vallen, worden hieronder verstaan. Voorbeelden: buitenberging, bushokje of parkeergarage.
Bouwwerk geen gebouw zijnde	In dit kader moet men denken aan bijvoorbeeld een abri, bruggen, tunnels en viaducten.

Uit de hier bovenstaande functies wordt een keuze gemaakt voor de toepassing in de "Oude ambachtsschool".

2.3 Bouwkundige eisen die voortkomen uit het huidige gebouw

Hieronder komen de eisen die vanuit het bestaande gebouw worden geëist aan de nieuwe gebruiksfunctie, te denken aan belastingen, verdiepingshoogten, enz.

2.3.1 Belastingen

De maximale belastingen die de nieuwe gebruiksfunctie mag hebben zijn bepaald in hoofdstuk 2.5. Hieronder staan de maximale veranderlijke belastingen:

- Begane grond $3,9 \text{ Kn/m}^2$
- 1^{ste} verdieping $3,9 \text{ Kn/m}^2$ en $2,85 \text{ Kn/m}^2$
- 2^{de} verdieping $2,85 \text{ Kn/m}^2$

2.3.2 Vrije verdiepingshoogte

Hieronder staan de vrije verdiepingshoogten, opgemeten vanuit de tekening.

- Beganegrond $\rightarrow 3,75\text{m}$
- 1^{ste} verdieping $\rightarrow 3,75\text{m}$
- 2^{de} verdieping $\rightarrow 3,75\text{m}$

2.4 Bouwkundige eisen van de verschillende soorten functies.

2.4.1 Belastingen

Categorie	Veranderlijke belasting
Overige gebruiksfunctie	5,0 kN/m ²
Woonfunctie, celfunctie, logiesfunctie	1,75 kN/m ²
Onderwijsfunctie, logiesfunctie, gezondheidszorgfunctie	2,5 kN/m ²
Kantoorfunctie	2,5 kN/m ²
Winkelfunctie	4,0 kN/m ²
Industriefunctie, sportfunctie, bijeenkomstfunctie	5,0 kN/m ²
Parkeergarages	2,0 en 5,0 kN/m ²
Archief, bibliotheek	Afhankelijk van stellingen

2.4.2 Vrije verdiepingshoogte

Hieronder staat een tabel vanuit het bouwbesluit met de geëiste vrije verdiepingshoogten voor de verschillende gebruiksfuncties.

gebruiksfunctie	leden van toepassing												grenswaarden								
	aanwezigheid				overzichtbaarheid				integraal toegankelijk				aanwezigheid				integraal toegankelijk				
	artikel	4.21	4.22	4.23	4.24	4.25	4.26	4.27	4.28	4.29	4.30	4.31	4.32	4.33	4.34	4.35	4.36	4.37	4.38	4.39	
lid	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2	3	4	1	3	2	1	2	3			
1 Woonfunctie																					
a woonfunctie van een woonwag		1	2	3	-	-	1	2	-	-	1	2	3	-	60	4 m x 3 m	-	4	1,6	2,2	
b andere woonfunctie		1	2	3	4	-	1	2	3	1	-	1	2	3	-	55	3,3m x 3,3m	-	5	1,8	2,6
2 Bijeenkomstfunctie																					
a bijeenkomstfunctie voor kinderopvang		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	4	55	-	40			
1 verblijfsgebied voor slapen																		5	1,8	2,6	
2 ander verblijfsgebied																		10	1,8	2,6	
b bijeenkomstfunctie voor alcoholgebruik		1	-	3	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	4	55	35 m²	40	10	1,8	2,6
c andere bijeenkomstfunctie		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	4	55	-	40	10	1,8	2,6
3 Celfunctie		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	-	55	-	-			
1 niet-gemeenschappelijk verblijfsgebied uitsluitend voor kortstondig verblijf																		4	1,8	2,5	
2 niet-gemeenschappelijk verblijfsgebied voor dag- en nachtverblijf, met een toilet																		40	0	1,8	2,5
3 ander verblijfsgebied																		40	5	1,8	2,5
4 Gezondheidszorgfunctie		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	4	55	-	40	10	1,8	2,6
5 Industriefunctie																					
a lichte industriefunctie		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	4	55	-	40	5	1,8	2,6
b andere industriefunctie		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	4	55	-	40	5	1,8	2,6
6 Kantoorfunctie		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	4	55	-	40	10	1,8	2,6
7 Logiesfunctie																					
a logiesfunctie niet gelegen in logiesgebouw		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	-	55	-	40			
1 verblijfsgebied gelegen in een toegankelijkheidssector																		14	3,2	2,6	
2 ander verblijfsgebied																		4	1,5	2,1	
b logiesfunctie gelegen in een logiesgebouw		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	4	55	-	40			
1 verblijfsgebied in een toegankelijkheidssector																		14	3,2	2,6	
2 ander verblijfsgebied																		5	1,8	2,6	
8 Onderwijsfunctie		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	4	55	-	100	8	1,8	2,6
9 Sportfunctie																					
a sportfunctie behorend tot een onderwijsfunctie		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	4	55	-	40			
1 verblijfsgebied voor lichamelijke oefening																		252	1,8	5	
2 ander verblijfsgebied																		10	1,8	2,6	
b andere sportfunctie		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	4	55	-	40	10	1,8	2,6
10 Winkelfunctie																					
a winkelfunctie voor het slijtersbedrijf		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	4	55	-	40	15	1,8	2,6
b andere winkelfunctie		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	4	55	-	40	10	1,8	2,6
11 Overige gebruiksfunctie																					
a functie voor het personenvervoer, met een gebruiksoppervlakte van meer dan 50 m²		1	-	-	-	-	-	-	-	-	2	1	2	3	4	55	-	-	5	1,8	2,6
b andere overige gebruiksfunctie		1	-	-	-	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	55	-	-	-	-	
12 Bouwwerk geen gebouw zijnde		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Hieruit blijkt dat veelal een vrije verdiepingshoogte van 2,6 m wordt geëist, uitzonderingen daar gelaten.

2.5 Vergelijking functies op basis van de bouwkundige eisen.

2.5.1 Belastingen

Hieronder staan de toelaatbare functies van de verschillende verdiepingen.

Verdieping	Eisen	Toelaatbare functie	Benodigde belasting
Begane grond	3,9 kN/m ²	Woonfunctie, celfunctie, logiesfunctie, Onderwijsfunctie, gezondheidszorgfunctie, Kantoorfunctie	1,75 en 2,5 kN/m ²
1 ^{ste} Verdieping	3,9 kN/m ²	Woonfunctie, celfunctie, logiesfunctie, Onderwijsfunctie, gezondheidszorgfunctie, Kantoorfunctie	1,75 en 2,5 kN/m ²
	2,85 kN/m ²	Woonfunctie, celfunctie, logiesfunctie, Onderwijsfunctie, gezondheidszorgfunctie, Kantoorfunctie,	1,75 en 2,5 kN/m ²
2 ^{de} verdieping	2,85 kN/m ²	Woonfunctie, celfunctie, logiesfunctie, Onderwijsfunctie, gezondheidszorgfunctie, Kantoorfunctie.	1,75 en 2,5 kN/m ²

2.5.2 Vrije verdiepingshoogten

Functie	Eisen	Vrije verdiepingshoogte gebouw	Voldoet
Woonfunctie	2,6 m	3,75m	Ja
Bijeenkomstfunctie	2,6 m	3,75m	Ja
Celfunctie	2,6 m	3,75m	Ja
Gezondheidszorgfunctie	2,6 m	3,75m	Ja
Industriefunctie	2,6 m	3,75m	Ja
Kantoorfunctie	2,6 m	3,75m	Ja
Logiesfuncties	2,6 m	3,75m	Ja
Onderwijsfunctie	2,6 m	3,75m	Ja
Sportfunctie	2,6 m	3,75m	Ja
Winkelfunctie	2,6 m	3,75m	Ja
Overige gebruiksfunctie	-	3,75m	Ja
Bouwwerk geen gebouw zijnde	-	3,75m	Ja

De volgende functies blijven over;

- Begane grond → Woonfunctie, celfunctie, logiesfunctie, onderwijsfunctie, gezondheidszorgfunctie, kantoorfunctie.
- 1^{ste} verdieping → Woonfunctie, celfunctie, logiesfunctie, onderwijsfunctie, gezondheidszorgfunctie, kantoorfunctie.
- 2^{de} verdieping → Woonfunctie, celfunctie, logiesfunctie, Onderwijsfunctie, gezondheidszorgfunctie, Kantoorfunctie.

Na het filteren op twee bouwkundige eisen vanuit het bouwbesluit, blijven er nog veel functies over.

Hieronder volgt een verdere filtering;

Bij een gezondheidsfunctie kunnen er verschillende soorten gezondheidsinstellingen worden toegepast zoals; een ziekenhuis, tandarts, huisarts. Deze functies bevinden zich al genoeg in Zwolle namelijk; 2 ziekenhuizen, 29 tandartspraktijken, 23 huisartsen. Het gebouw is ook te groot voor alleen maar huisartsen of tandartsen of dergelijke praktijken, eventueel is het mogelijk om een kleine praktijk in het gebouw te realiseren, maar dit heeft geen invloed op de belastingen. Het blijft ook mogelijk om een serviceflat voor ouderen in het gebouw te realiseren.

Celfunctie; Het gebouw bevindt zich midden in een woonwijk en is daarom niet geschikt als celfunctie. Ook moeten er zoveel extra voorzieningen voor worden aangebracht, zodat het niet rendabel is.

Op basis van de belastingen werden de bijeenkomstfunctie en de winkelfunctie eruit gefilterd. Deze functies worden toch meegenomen in de financiële vergelijking met de volgende onderbouwing.

Bij nieuwbouw projecten van bijv. appartementencomplexen worden vaak winkels onder het gebouw gerealiseerd, dit zou kunnen betekenen dat deze functie relatief veel geld oplevert.

Ook wordt er gekeken om op de begane grond een bijeenkomstfunctie te realiseren in de vorm van een restaurant, dit omdat het pand dichtbij het station ligt en een goede busverbinding heeft. Door de grootte van het gebouw biedt een restaurant een mogelijkheid om grote groepen te ontvangen.

De functies zoals hierboven beschreven worden alleen toegepast op de begane grond, deze vloer biedt perspectieven om te versterken.

Met de volgende functies wordt een financiële vergelijking gedaan;

- Woonfunctie;
- Kantoorfunctie;
- Logiesfunctie;
- Onderwijsfunctie;
- Gezondheidsfunctie;
- Bijeenkomstfunctie;
- Winkelfunctie;

2.6 Financiële vergelijking overgebleven functies.

Hieronder staat de toelichting van de financiële vergelijking van de overgebleven functies. De tabel met daarop de vergelijking is te vinden in bijlage 12.4.

2.6.1 Bouwkosten

Toelichting bouwkosten. De bouwkosten komen vanuit de bouwkostenwijzer 2008, deze kosten zijn dus verouderd. Via de website van Bouwend Nederland zijn de volgende indexcijfers gehaald, waaruit de prijsstijging in de bouw kan worden bepaald.

Samengesteld cijfer van loon en materiaal, globaal

januari 2003 = 100

	jan	feb	mrt	apr	mei	juni	juli	aug	sep	okt	nov	dec
2003	100	100	100	100	100	100	101	101	101	101	101	101
2004	102	102	102	103	103	104	104	105	105	105	105	105
2005	105	105	105	105	105	106	106	106	107	107	107	107
2006	106	106	106	106	107	107	107	107	108	108	108	108
2007	109	111	112	112	112	113	114	114	114	114	114	114
2008	116	117	117	118	118	119	120	120	119	120	119	120
2009	120	120	121	120	120	120	120					

Bron: Bureau Documentatie Bouwwezen

Het gemiddelde cijfer over 2008 is 118.6. Over de eerste zeven maanden van 2009 is er een gemiddeld cijfer van 120.1. Over het verloop van de rest van het jaar valt weinig te zeggen. Daarom wordt er gerekend met het gemiddelde van 2009 t/m Juli. De procentuele stijging is als volgt: $((120.1 - 118.6) / 118.6) * 100\% = 1.26\%$
De eenheidsprijzen worden met 1.26% verhoogt.

Ook zijn de bouwkosten de werkelijke bouwkosten, zonder algemene kosten (A.K), winst en risico. Er wordt gerekend met een A.K. van 8% en een winst & risico van 10%. Deze verhogingen moeten dan ook bij de bouwkosten worden opgeteld. Ook worden er kosten gemaakt door de opdrachtgever, deze worden gesteld op 5%.

2.6.2 Verbouwingsoppervlakte/verhuurbaar oppervlakte

De totale verbouwingsoppervlakte is gemeten vanaf de tekening, deze komt uit op 5575 m². Niet elke m² is te verhuren, er zijn algemene ruimtes zoals verkeersruimten, ruimten voor technische installaties, ect. Per functie is bepaald hoeveel m² te verhuren is, de verhuurbare oppervlaktes staan in de tabel in bijlage 12.4.

2.6.3 Huuropbrengsten

De opbrengsten van de huur zijn uitgedrukt in euro per m² en zijn excl. btw. Elke gebruiksfunctie levert een andere huur op. De bronnen van de huuropbrengsten staan in de literatuurlijst. De huuropbrengsten van elke gebruiksfunctie zijn te vinden in de tabel in de bijlage.

2.6.4 Exploitatiekosten

Bij het verhuren van vastgoed wordt er altijd rekening gehouden met exploitatiekosten. De exploitatiekosten zijn de kosten die gemaakt worden om het gebouw in stand te houden en te onderhouden. Bij exploitatiekosten heb je te maken met o.a. de volgende kosten;

- Personeelskosten vastgoed bedrijf;
- Schoonmaakkosten;
- Onderhoudskosten.

De kosten voor exploitatie hebben na overleg met Dhr. Mensonides van de Hogeschool Windesheim bepaald op 5% per jaar.

2.6.5 Financiële vergelijking

In de bijlage staat een financiële vergelijking waar bovenstaande hoofdstukken schematisch in verwerkt zijn.

De uitkomsten van de financiële vergelijking zijn als volgt;

- Het blijkt dat winkels het meeste opbrengen, maar deze is in de "Oude ambachtsschool" alleen maar toepasbaar op de begane grond. Voor de overige verdiepingen is de keuze gevallen op een kantoor functie, deze levert op de verdiepingen het meeste op.
- Voor de nieuwbouw van het optopproject is de keuze eveneens gevallen op een kantoorfunctie, deze levert het meeste op. Er is een financieel overzicht te vinden van de kosten van het optoppen met één verdieping en het optoppen met twee verdiepingen.
- De rendementen zijn als volgt;
 - Alleen verbouwing, 6.29%
 - Verbouwing + één verdieping, 5.75%
 - Verbouwing + twee verdiepingen, 5.32%
 - Het is logisch dat de rendementen bij het optoppen omlaag gaan, want de bouwkosten hiervan liggen hoger als de verbouwkosten. Toch wordt er gekozen om op te toppen om meer m² te krijgen in het centrum, bij twee verdiepingen ligt het rendement toch ruim boven de 5% en dit is acceptabel. In bijlage 12.4 is de berekening van de verschillende rendementen te vinden.

2.7 Keuze van een functie

Aan de hand van de financiële vergelijking en door een technische vergelijking is er een keuze gemaakt voor een gebruiksfunctie welke in de "Oude ambachtsschool" past. Hieronder staan de gekozen functies onderverdeeld over de verschillende verdiepingen.

- Beganegrond → Winkelfunctie
- 1^{ste} verdieping → Kantoorfunctie
- 2^{de} verdieping → Kantoorfunctie

De definitieve keuze voor een gebruiksfunctie is bepaald in eerste instantie door technische eisen van het gebouw en in tweede instantie een financiële vergelijking. Uit de financiële vergelijking komt naar voren dat voor de begane grond een winkelfunctie het meeste oplevert, hiervoor moet de vloer worden aangepast, dit past binnen het budget. Voor de verdiepingen is gekozen voor een kantoorfunctie omdat deze het meest oplevert voor de verdiepingen, een winkel op de verdiepingen is niet mogelijk aangezien er dan te hoge belastingen op de vloer komen.

3. Optoppen

3.1 Wat is optoppen?

Sinds enkele jaren is Nederland een nieuw begrip rijker, namelijk: optoppen. Hiermee wordt bedoeld het aanbrengen van een nieuwe bouwlaag op bestaande (woon)gebouwen. Deze nieuwe bouwopgave staat met name in de stadsvernieuwing in de belangstelling.

Het Nederlandse dakenlandschap is een enorm braakliggend bouwterrein dat al vrijwel bouwrijp is. Funderingen (mits deze voldoende draagkracht heeft), (verkeers-) technische infrastructuur en een sociale structuur zijn immers al aanwezig en moeten 'alleen' worden onderzocht op hun draagkracht: kunnen ze de extra belasting, letterlijk en figuurlijk aan.

Het biedt perspectieven voor architecten, maar ook voor constructeurs. Want juist voor deze laatste groep is het een nagenoeg onbekend terrein vol valkuilen.

Opbouwen vereist kennis en visie over hoe om te gaan met bestaande funderingen, dragende bouwmuren en daken. Daarnaast bestaat er geen eenduidig bouwconcept waarmee dergelijke opbouwen zijn te maken. Hout en staal lijken daarbij voor de hand te liggen. De nieuwe wereld die bij architecten al bekend is, dient zich ook aan voor de constructief ontwerper.

Kort gezegd: Optoppen is het aanbrengen van een nieuwe bouwlaag op een bestaand gebouw.

3.1.1 Waarom optoppen?

Optoppen is een ideale manier om woningtekorten in binnenstedelijke gebieden aan te pakken. Bouwgrond is hier veelal duur en spaarzaam. Door het plaatsen van extra verdiepingen kunnen meer woning- of kantoorruimte gerealiseerd worden. Daarnaast biedt het optoppen van bestaande bouw extra exploitatiemogelijkheden.

Ook geeft het optoppen van een bestaand pand op een eenvoudige manier extra uitstraling aan een gebouw. Niet voor niets valt optoppen vaak samen met renovatieprojecten. Een gebouw wordt dan in zijn geheel opgeknapt en krijgt door de extra verdieping(en) een volledig gemoderniseerde uitstraling. Daarnaast dragen de inkomsten uit de toegevoegde ruimtes bij aan de financiering van het gehele renovatieproject.

3.2 Soorten bouwmethoden.

Als we algemeen kijken naar bouwmethoden hebben we vier hoofdbouwmethoden namelijk:

- Stapelbouw;
- Gietbouw;
- Skeletbouw;
- Elementenbouw.

Ter vergelijking van de verschillende bouwmethoden zijn de eigenschappen samengebracht in de onderstaande tabel.

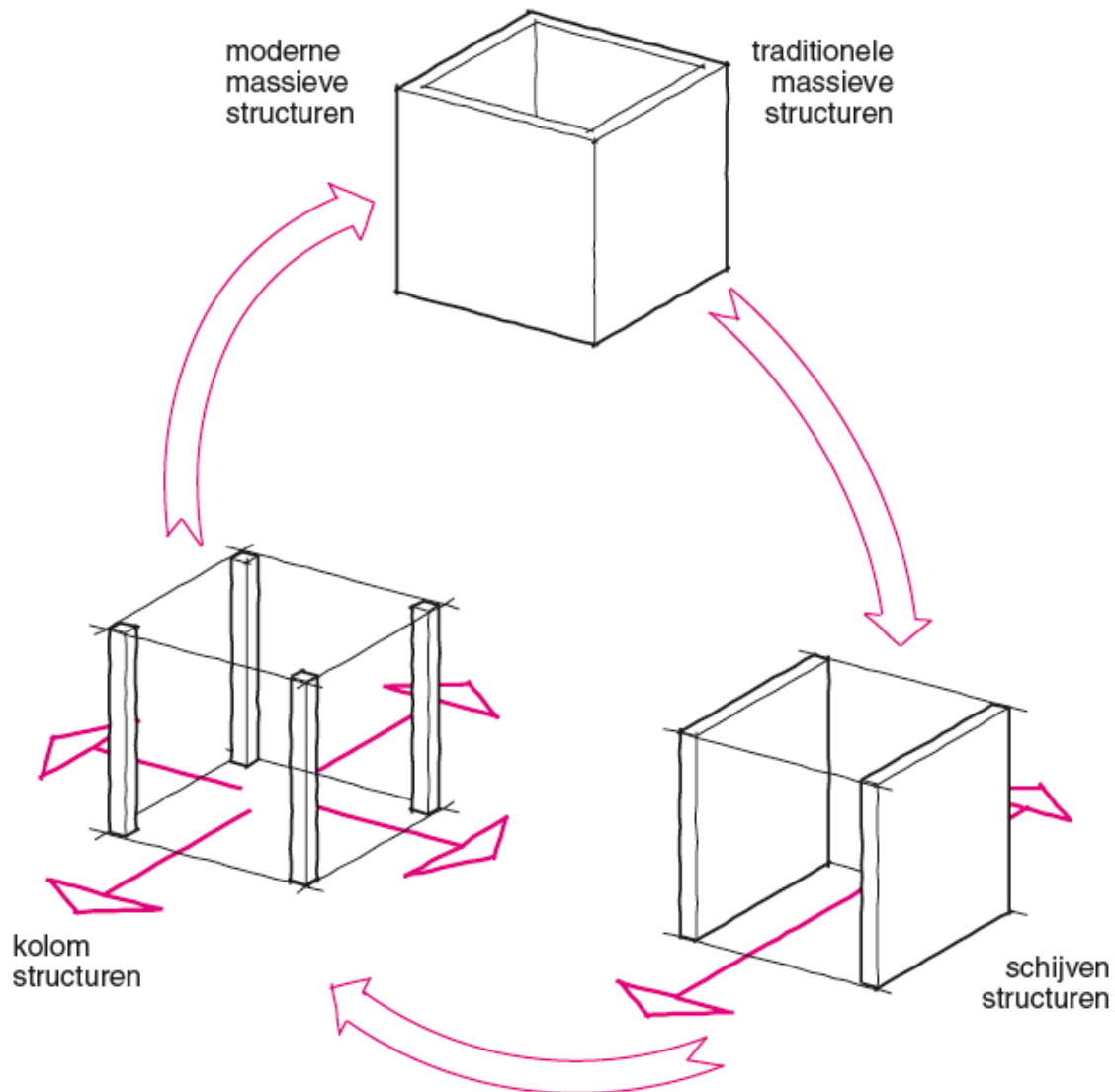
Bouwmethoden	Stapelbouw	Gietbouw	Skeletbouw	Elementenbouw
kenmerken	Traditionele, massieve structuren	Schrijven-structuren	Kolommen-structuren	Moderne, massieve structuren
Aard van de productie op de bouwplaats	Stapelen	Storten ter plaatse	Montage	Montage
Vorbereidingstijd	kort	langer	lang	zeer lang
Bouwtijd	Lang	Kort	Kort	Zeer kort
Flexibel in gebruik	Ja	Nee	Ja	Nee
Massa constructie	Hoog	Hoog	Laag ^{*1}	Laag ^{*2}
Grote overspanningen	Beperkt	Ja	Ja	Beperkt ^{*3}

^{*1} op betonnen kolomstructuur na

^{*2} op betonnen elementenbouw na

^{*3} bij betonnen elementenbouw wel grote overspanningen mogelijk

Zoals men kan zien zijn er drie typen structuren, om dit te verduidelijken ziet u de onderstaande afbeelding.



3.2.1 Stapelbouw

Bij de bouwmethode stapelbouw wordt steen na steen of blok na blok op elkaar gestapeld. Het stapelen gebeurt vaak met de hand, maar bij grotere blokken of muurelementen worden hulpmiddelen gebruikt.

Bij stapelbouw vindt de krachtenafdracht plaats via gelijkmatige krachtenafdracht, in tegenstelling met de geconcentreerde krachtenafdracht van skeletbouw.

3.2.2 Gietbouw

Bij gietbouw wordt het beton op de bouwplaats met behulp van een kubel of betonpomp in de bekisting gegoten. Zo kan men nagenoeg iedere gewenste vorm

creëren. In de woningbouw onderscheid men de bouwsystemen wanden/breedplaat en tunnelgietbouw.

Deze manier van werken heeft een aantal specifieke kenmerken: Men heeft zeer veel vormvrijheid, de constructies vormen één geheel (monolithisch) en hebben een hoge kwaliteit die constant blijft. De productiesnelheid is ook hoog, mede door het feit dat er weinig opslagruimte nodig is. Om het beton naar de bouwplaats te krijgen is enkel een betonmolen (truckmixer) nodig, waardoor de transportkosten laag zijn. Het proces is beheersbaar mits een goede voorbereiding, waardoor ook het risico laag is.

3.2.3 Skeletbouw

Zoals gelezen in hoofdstuk 1.2 (Huidige draagstructuur) is de huidige draagstructuur een kolommenskelet.

Het meest voor de hand liggende is dat er in deze structuur verder wordt opgetopt, zodat men niet in allerlei lastige aansluitdetails terecht komt en dat esthetisch 'alles hetzelfde' eruit blijft zien. Dit hoofdstuk (skeletbouw) wordt dieper uitgelicht omdat deze bouwmethode bij de huidige constructie is toegepast. Naar materiaalsoort is te onderscheiden:

- Houten (kolom) skelet;
- Betonnen (kolom) skelet;
- Stalen (kolom)skelet.

Houten (kolom) skelet

Door de eenvoudige productie en bewerkingsmethode is hout juist geschikt voor klein- en grootschalig gebruik. Daarnaast wordt soms juist uit esthetisch of milieutechnisch oogpunt de voorkeur gegeven.

De uitvoering kan zeer divers zijn en loopt uiteen van de eenvoudige samenstelling uit kolommen en liggers, via spantconstructies voor de kap naar gelamineerde liggers en spanten kan men zorgen voor enorme overspanningen.

Het houten (kolom) skelet heeft de volgende voor- en nadelen:

Voordelen

- Zeer snelle bouwtijd (vaak prefab in de werkplaats geproduceerd), weersonafhankelijk;
- Milieuvriendelijk;
- Licht van gewicht;
- Grote overspanningen mogelijk met gelamineerde liggers;
- Brandveilig;
- Goede akoestische en thermische eigenschappen.

Nadelen

Onderhoudsgevoelig, afhankelijk van plaatsing, detaillering en oppervlaktebehandeling. Lage thermische massa bij de toepassing van lichte gevel- en dakplaten. Meestal zijn er aanvullende voorzieningen noodzakelijk voor horizontale scheidende functies.

Betonnen (kolom) skelet

Omdat de verdiepingen en vloeren ook in beton zijn uitgevoerd is het voor de hand liggend om het optoppen in deze structuur door te zetten. Alleen kleven hier enkele nadelen aan. Voor de fabricage van deze kolommen zijn er twee mogelijkheden, men

kan het op de bouw storten met behulp van bekisting of men kan het geprefabriceerd op de bouw laten brengen dan wordt het kant en klaar gemonteerd op de bouw. Liggers en vloeren kunnen eveneens zowel ter plaatse gestort worden of geprefabriceerd zijn. Het Betonnen (kolom) skelet heeft de volgende voor- en nadelen:

Voordelen

- Flexibiliteit in gebruik;
- Grote overspanningen mogelijk;
- Hoge thermische massa van de betonnen vloeren;
- Bij prefab snelle bouwtijd;
- Onderhoudsgevoelig.

Nadelen

- Grote constructieve afmetingen;
- Groot eigengewicht;
- Niet flexibel in uitvoering en bij wijzigingen veel voorbereiding;

Stalen (kolom) skelet (staalframe bouw)

Bouwen in staal betekent snel en licht bouwen. Wanneer de constructie een esthetische rol krijgt toegedragen is staal een goede optie door de vele bewerkingsmethoden waardoor zeer fraaie constructies en detailleringen mogelijk zijn. Uitgaande van veelal standaardprofielen die zijn samengesteld tot kolommen en liggers wordt het skelet gelast of gebout. Daarna volgen de geprefabriceerde vloeren. In combinatie met staalframebouw heeft het haar kwaliteiten bewezen. Het systeem maakt grote overspanningen mogelijk en biedt daarmee optimale mogelijkheden en veel flexibiliteit in de inrichting de gebruiksfunctie. Doordat staalframebouw bovendien snel en weersonafhankelijk gemonteerd kan worden, is de bouwtijd korter. Er is geen sprake van uithardingstijd zodat bijvoorbeeld direct doorgewerkt kan worden aan de installaties en de akoestische en thermische isolatie van staalframebouw. Staalskeletbouw en staalframebouw zijn – al of niet gecombineerd bij uitstek geschikt voor lucht-gebonden bouwen (optoppen).

Dankzij de kleinschalige, geprefabriceerde en droog te monteren elementen wordt bespaard op gewicht, bouwtijd, bouwkosten en omgevingshinder. De grote vrije overspanningen en de diversiteit aan inbouw- en afwerkings- mogelijkheden resulteren in een bijna ongebonden vrijheid bij vormgeving en ruimtelijke indeling.

Stalen kolomskeletten hebben de volgende voor en nadelen:

Voordelen

- Zeer snelle bouwtijd;
- Flexibiliteit in gebruik, uitvoering en wijziging;
- Grote overspanning met relatief kleine afmetingen;
- Gering gewicht;
- Grote mate van hergebruik materiaal en elementen.

Nadelen

In verband met snel bezwijken van de staalconstructie door brand, is afhankelijk van de eisen brandwerende maatregelen noodzakelijk. Daarnaast is staal onderhoudsgevoelig door het gevaar van corrosie. Ook hier is speciale aandacht

nodig voor de bescherming en blijvende behandeling van de constructieonderdelen, verder is staal zeer gevoelig voor temperatuurwisselingen zodat hiermee in de detaillering rekening moet worden gehouden.

Staalskelet bouw of staalframebouw?

Het verschil

Staalframebouw is niet hetzelfde als het in ons land meer gangbare staalskeletbouw. Er zijn wel algemene overeenkomsten tussen de beide bouwmethoden: een gering eigen gewicht, een hoge bouwsnelheid. Maar constructief gezien verschillen ze als dag en nacht. Staalskeletbouw is het bouwen met lijnvormige elementen (liggers en kolommen) van warmgewalste profielen. Dit skelet wordt bekleed met wanden, vloeren en daken. Deze schijfvormige elementen zijn juist het uitgangspunt bij staalframebouw. Staalframebouw gebeurt met complete panelen voor wanden, gevels en daken. Aan de basis daarvan staan frames van koudgevormde, C- en U-profielen, gemaakt uit dunne staalplaat. Voor ontwerpers en bouwers zijn deze constructieve verschillen van essentieel belang. Met staalskeletbouw is vrijwel elke vorm en elk volume mogelijk. Bij staalframebouw zijn overspanningen en openingen om constructieve redenen aan maximale maten gebonden.

Wat is staalframebouw?

Staalframebouw heeft veel weg van metal stud bouw. Wederom niet in constructief opzicht: bij metal stud hebben de staalprofielen – van ongeveer 0,6 mm dik – geen dragende functie; een staalframe – met 1 tot 3 mm dikke profielen – heeft dat wel. Bovendien heeft staalframebouw door de twee- of driedimensionale structuren logischerwijs meer ruimtelijke en esthetische mogelijkheden. De overeenkomsten met metal stud zitten hem in de uitvoering. Net als metal stud worden staalframebouw elementen doorgaans in de werkplaats geassembleerd. Wat dat betreft is staalframebouw net 'zware metal stud'.

Het voordeel

Staalframebouw is een eigentijdse variant op houtskeletbouw (hsb) en prefab elementen van beton. Steeds vaker wordt staalframebouw gezien als een beter alternatief. Het combineert namelijk de pluspunten van hsb met de pluspunten van staal: lichter, maatvaster dankzij krimpvrije materialen, minder gevoelig voor klimaatinvloeden en bestand tegen ongedierte. Ook zijn grotere overspanningen en uitkragingen haalbaar. Een extra onderscheid met prefab beton is de kortere levertijd, omdat er niet met mallen wordt gewerkt. Het bijkomend voordeel daarvan is een ruimere ontwerpvrijheid bij kleine aantallen tegen relatief lage kosten.

De samenwerking

Staalframebouw gaat goed samen met andere bouwsystemen. De combinaties met staalskeletbouw zijn inmiddels talrijk. Misschien minder bekend is de staalframebouw aanhang- of optopmodule bij een betonnen casco, of de staalframebouw invulwoningen onder een enorme houten kap.

3.2.4 Elementenbouw

Hierbij worden vloer- en wanddelen geprefabriceerd en op de bouwplaats gemonteerd waarbij zowel de draagstructuur als de gevels en eventueel zelfs de binnenwanden worden gerealiseerd. Het zal duidelijk zijn dat hiervoor een grondige voorbereiding noodzakelijk is en een grote afstemming tussen deze bouwdelen. Om beide redenen is de productie en montage hiervan dan ook ondergebracht bij specifieke bedrijven waardoor het ontwerp zeer projectgericht moet zijn.

Afhankelijk van het materiaal wordt elementenbouw onderverdeeld in:

- Hout, de zogenoemde houtskeletbouw;
- Licht-, cellen- of grindbeton.

Houtelementenbouw

In Nederland wordt deze methode de laatste jaren steeds vaker toegepast. Dit komt door de snelle bouwtijd en relatief geringe kosten, anderzijds door de uitstekende warmte en vochtregulerende eigenschappen. Over het algemeen wordt voor deze elementenbouw de term 'houtskeletbouw' gebruikt. Omdat er geen dragende kolommen, maar systeemwanden worden toegepast, wordt in dit overzicht de term 'houtelementenbouw' gehanteerd.

De dragende en niet-dragende wand-, vloer- en gevelelementen worden volledig geprefabriceerd in pasklare prefabelementen en daarna gemonteerd op de bouwplaats. Deze zijn verdiepingshoog, vaak ook woningbreed, en licht van gewicht. De wandelementen zijn opgebouwd uit naaldhout stijl- en regelwerk, de vloer- en dakelementen uit balken van naaldhout. De elementen zijn gevuld met isolatiemateriaal en vervolgens bekleed met plaatmateriaal.

Na de montage op de bouw volgt verdere afwerking van installaties en van de gevelafwerking. Om de bestaande constructie zo min mogelijk te belasten kan de opbouw in houtelementenbouw (houtskeletbouw) worden gerealiseerd.

Houtelementenbouw heeft de volgende voor- en nadelen:

Voordelen

- Zeer snelle bouwtijd;
- Zeer flexibel in gebruik;
- Goede isolerende en vochtregulerende eigenschappen;
- Gemakkelijk in te bouwen installaties.

Nadelen

Houtelementenbouw heeft geringe geluidsisolerende en brandwerende eigenschappen, waardoor dubbele, gescheiden constructies en veel aandacht voor de detaillering noodzakelijk zijn bij de toepassing van (woning)scheidingen

Betonelementenbouw

Betonelementenbouw komt voor in zowel grindcellen- als lichtbeton. Door de grote voorbereidingskosten en starre productiewijze met standaardmallen is de bouwmethode vooral toepasbaar bij grote series.

De uitvoering is zeer afhankelijk van de materiaalsoort. Alle elementen worden door dezelfde fabrikant geleverd zodat alles goed past. Grindbetonnen elementen worden

in grote mallen gestort die een volledig wand-, vloer- of geveldeel omvatten en met zwaar materiaal naar de bouwplaats worden vervoerd. Elementen worden daar gemonteerd met droge verbindingen. Lichtbetonnen elementen worden op een vergelijkbare manier, maar met lichter materiaal vervoerd en gemonteerd. Cellenbetonelementen zijn veel kleiner en worden paneelgewijs met natte verbindingen tot een geheel verbonden.

Betonelementen bouw heeft de volgende voor- en nadelen:

Voordelen:

- Zeer snelle bouwtijd;
- Materiaaleconomie door integratie ruw- en afbouw.

Nadelen:

- Niet flexibel tijdens uitvoering en in gebruik;
- Lange en gedegen voorbereiding nodig.

3.3 Eisen aan optoppen.

Tijdens het bouwen zal altijd moeten worden voldaan aan de voorschriften van het Bouwbesluit voor de bestaande bouw.

3.3.1 Gewicht

Omdat het gewicht van de optopping beperkt moet blijven, verdient een licht bouwsysteem de voorkeur. Staalframebouw, staalskeletbouw, houtskeletbouw en elementenbouw zijn de belangrijkste opties (zoals men ook kan lezen in hoofdstuk 3.2), mits er al in de ontwerpfase aandacht wordt geschonken aan brandveiligheid, het bouwfysisch gedrag in de zomer, geluidsisolatie en het trillingsgedrag van lichte vloeren.

3.3.2 Brandwerendheid

De hoofd draagconstructie van het optoppen moet een minimale brandwerendheid hebben van 60 min. Dit mag behaald worden met het materiaal zelf of een bekleding om de hoofd draagconstructie. Een verklaring voor 60 min is te vinden in hoofdstuk 4.3.

3.3.3 Sterkte

De belastingen van het optop- gedeelte moeten goed worden overgedragen naar het bestaande beton skelet zodat deze de krachten over draagt aan de fundering. Deze aansluitdetails moeten veel aandacht krijgen zodat de huidige constructie geen beschadigingen oploopt of erger dat deze niet bezwijkt. De liggers van het optop- gedeelte moeten het gewicht kunnen overdragen aan het bestaande skelet. Het mooiste is dat deze liggers zo'n groot mogelijke overspanning kunnen overbruggen met een relatief laag eigen gewicht en afmeting. Bij de keuze van een materiaal met een hoge elasticiteitsmodule komen kleinere profielen voort.

3.3.4 Flexibel

Omdat het optop- gedeelte een kantoorfunctie krijgt is het makkelijk om de inrichting zo flexibel mogelijk te houden, het voordeel hiervan is dat de toekomstige huurder de inrichting zelf kan bepalen. De bouwmethode die hier uiterst geschikt voor is, is skeletbouw.

3.3.5 Constructie hoogte

De hoogte van de verdiepingen dienen 2,6 m te zijn (zie tabel in hoofdstuk 2.4.2). Dit betekent dat de draagconstructie die 2,6 m moet halen. Alle bouwsystemen die eerder genoemd zijn zullen dit kunnen halen.

3.3.6 Geluidseisen

Omdat het gaat om kantoorpanden zijn de geluidseisen niet heel hoog, maar vanwege de verdiepingen kijkt men toch het meest naar contact geluid. Omdat er naar alle waarschijnlijkheid een lichte vloer wordt toegepast zullen de geluidseigenschappen van deze vloer niet erg hoog zijn. Om deze toch te laten voldoen zal men waarschijnlijk een zwevende vloer moeten toepassen. De geluidseisen van buitenaf, zijn standaard als bij elk ander gebouw afhankelijk van de gebruiksfunctie.

3.4 Vergelijking bouwmethoden op basis van de eisen

Er is gekeken in hoofdstuk 3.2 naar de verschillende bouwmethoden die kunnen worden toegepast, namelijk:

- Stapelbouw;
- Gietbouw;
- Skeletbouw;
- Elementenbouw.

3.4.1 Gewicht

Het belangrijkste aspect bij optoppen is het gewicht. Het gewicht van de optopconstructie moet niet te zwaar zijn want de huidige draagconstructie moet het gewicht kunnen opvangen en overdragen aan de fundering. Dit wil eigenlijk zeggen dat twee bouwmethodes afvallen, namelijk stapelbouw en gietbouw deze hebben een te hoog volumieke massa en brengen dus een te grote belasting met zich mee.

Dan hebben we twee bouwmethodes over, deze kan men weer opsplitsen in verschillende materialen. Zie hieronder:

- Stapelbouw;
- Gietbouw;
- Skeletbouw;
 - Betonskeletbouw
 - Houtskeletbouw
 - Staalskeletbouw
- Elementenbouw.
 - Betonelementenbouw
 - Houtelementenbouw
 - Staalframebouw

Omdat beton al uit zich zelf een zware belasting heeft, valt deze ook af.

3.4.2 Brandwerendheid

Als men kijkt naar welk materiaal het best brandwerend is, staal of hout moet men de keuze vast stellen dat hout langer mee gaat bij brand maar dat staal makkelijk brandwerend bekleed kan worden, hier kan men dus geen keuze maken tussen beide materiaal soorten.

3.4.3 Flexibiliteit

Doordat de optop- constructie een kantoorfunctie krijgt is flexibiliteit vereist. Bij elementenbouw krijgt men te maken met niet vrij indeelbare wanden, deze zijn niet verplaatsbaar zodat men altijd te maken heeft met dezelfde indeling binnen het gebouw. Bij skeletbouw kan men met lichte scheidingswanden werken die vrij verplaatsbaar zijn, zodat de ruimtes vrij indeelbaar zijn.

- Stapelbouw;
- Gietbouw;
- Skeletbouw;

- **Betonskeletbouw**
- Houtskeletbouw
- Staalskeletbouw
- **Elementenbouw.**

3.4.4 Sterkte

Bij beide bouwmethodes die over zijn kunnen grote overspanningen verkregen worden, maar doordat de elasticiteitsmodule bij hout lager ligt dan bij staal worden er hier grotere afmetingen van profielen verkregen, dit is niet ideaal. Dit betekent dat er grotere profielen nodig zijn bij een houtconstructie, dit betekent dat er een grotere constructie hoogte nodig is om de profielen kwijt te kunnen zonder dat de verdiepingshoogte belemmert wordt. Bijkomstig nadeel van een hogere constructie is dat er meer gewicht optreedt en een hogere windbelasting op de gevel.

- **Stapelbouw;**
- **Gietbouw;**
- Skeletbouw;
 - **Betonskeletbouw**
 - **Houtskeletbouw**
 - Staalskeletbouw
- **Elementenbouw.**

3.5 Keuze bouwmethode

Aan de hand van de vorige paragrafen is de keuze gevallen op staalskeletbouw. Staalskelet bouw.

Bij staalskeletbouw bestaat de draag structuur uit een skeletstructuur opgebouwd uit kolommen en balken. Het grote voordeel van staalskeletbouw is het feit dat de wanden niet dragend zijn en daardoor de indeling willekeurig is. Met andere woorden een scheiding tussen de draagstructuur en de invulling waardoor flexibiliteit mogelijk is.

Staalbouw biedt een aantal onmiskenbare voordelen zoals lagere bouwkosten en een snellere realisatie. Staalskeletbouw behoort tot de zogenaamde droge bouwmethoden. Dit betekent dat de bouw wordt voorbereid in de werkplaats en dat de verschillende componenten in een minimum van tijd worden gemonteerd op de bouwplaats. Omdat men niet afhankelijk is van de weersomstandigheden, kan de nieuwbouw snel worden gerealiseerd. Omdat de nieuwbouw weinig bouwvocht bevat, kan men ook sneller beginnen met afwerken. De niet dragende binnenwanden kunnen geplaatst worden d.m.v. lichte scheidingswanden bekleed met gipsplaten. Hierdoor is het eenvoudig om de leidingen van de technieken weg te werken. De afwerking van de casco is daarom bijzonder geschikt voor zelfbouw.

Het gewicht is bij staalskeletbouw ook een belangrijke kostenbesparend element. Staal is sterk en heeft daarentegen een laag gewicht. De vloeren, buiten- en binnenwanden zijn niet dragend en kunnen zo ook in lichtere materialen worden opgetrokken. Hierdoor is een aanzienlijke gewichtsbesparing gerealiseerd die ook

een beperkter funderingstype toelaat. Aangezien er in dit geval al een fundering aanwezig is betekent het dat er minder gewicht bij zal komen.

Het materiaal staal maakt grote overspanningen mogelijk, waardoor de binnenruimte maximaal kan vrijgemaakt worden zonder extra steunpunten. De gevelbekleding is zelfdragend waardoor grote raamopeningen kunnen gemaakt worden zonder bijkomende draagbalken. De constructie heeft een gevoel van draaglijke lichtheid, openheid en er wordt een maximale ruimtelijkheid verkregen. Flexibele indelingen vereenvoudigen de aanpassing van het kantoor aan de nieuwe behoeften. Die flexibiliteit maakt het ook mogelijk het kantoor in fasen te bouwen en het kantoor uit te breiden naargelang de financiële middelen en de gewijzigde woon- en/of werksituatie.

De gevelbekleding wordt als een vlies aan de staalstructuur opgehangen. Hiervoor zijn diverse materialen mogelijk, zoals betonnen- en metalen sandwichpanelen, geprofileerde metalen- en aluminiumplaten, houten- , cementvezel- of kunsthars beplatingmateriaal tot zelfs prefab baksteenwanden. De sandwichpanelen combineren isolatie, buitenbekleding en binnenafwerking. Ze hebben vaak een hogere isolatiewaarde dan een traditionele spouwmuur en kunnen perfect gemonteerd worden zonder koudebruggen.

Staal is een natuurlijk materiaal. Het kan volledig en onbeperkt gerecycleerd worden zonder enige afname van kwaliteit. Het heeft een gesloten levenscyclus. Door staal thermisch te verzinken wordt de levensduur van het materiaal verlengd. Hierdoor is het materiaal niet langer onderhevig aan corrosie en is het in staat zijn mechanische eigenschappen te behouden.

4. Overige eisen aan het onderzoek

4.1 Belastingen en overige constructieve eisen

De belastingen komen voort uit de keuze voor een bepaalde functie. In Hst 2 is gekozen voor de volgende functies;

- Beganegrond → Winkelfunctie
- 1^{ste} verdieping → Kantoorfunctie
- 2^{de} verdieping → Kantoorfunctie

De belastingen waarmee gerekend moet worden zijn als volgt, voor winkels moet er gerekend worden met een nuttige belasting van 4,0 kN/m² en voor kantoorfuncties moet er worden gerekend met een nuttige belasting van 2,5 kN/m². Bij een winkel is ook opslagruimte nodig, deze wordt gesteld op 5,0 kN/m².

Er wordt gerekend met de volgende voorschriften; NEN 6702, NEN 6770.
Voor het hele gebouw geldt een veiligheidsklasse van 3.

4.2 Geluidseisen

Bij de constructie van een gebouw kan contact geluid ook van belang zijn. De eisen voor contact geluid zijn afhankelijk van het soort gebruiksfunctie welke in het gebouw komt.

In de "Oude ambachtsschool" is gekozen voor een winkel en een kantoorfunctie. Hieronder staan de eisen vanuit het bouwbesluit.

gebruiksfunctie	leden van toepassing										grenswaarden							
	ander perceel		hetzelfde perceel		verbouw		tijdelijke bouw		ander perceel		hetzelfde perceel		ander perceel		hetzelfde perceel		ander perceel	
	artikel	3.18	3.19	3.20	3.21	3.18	3.19	3.20	3.21	3.18	3.19	3.20	3.21	3.18	3.19	3.20	3.21	3.18
	lid	1	2	3	4	5	6	7	8	9			1	2	3	4		
1 woonfunctie																		
a woonfunctie van een woonwag		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
b woonfunctie gelegen in een woongebouw		1	2	3	4	-	6	7	-	-	0	5	-	5	0	0	5	-
c andere woonfunctie		1	2	3	4	-	-	-	-	-	0	5	-	5	0	0	5	-
2 bijeenkomstfunctie																		
a bijeenkomstfunctie voor geluidbelastende activiteiten		1	2	3	4	-	-	-	-	-	10	10	5	5	10	10	5	5
b andere bijeenkomstfunctie		1	2	3	4	-	-	-	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-
3 oeffeningsfunctie		1	2	3	4	-	-	-	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-
4 gezondheidszorgfunctie		1	2	3	4	-	-	-	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-
5 industriefunctie																		
a industriefunctie voor geluidbelastende activiteiten		1	2	3	4	-	-	-	-	-	5	5	0	0	5	5	0	0
b andere industriefunctie		1	2	3	4	-	-	-	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-
6 kantoorfunctie		1	2	3	4	-	-	-	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-
7 logiesfunctie																		
a logiesfunctie niet gelegen in een logiesgebouw		1	2	3	4	-	-	-	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-
b logiesfunctie gelegen in een logiesgebouw		1	2	3	4	-	-	-	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-
8 onderwijsfunctie		1	2	3	4	-	-	-	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-
9 sportfunctie		1	2	3	4	5	-	-	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-
10 winkelfunctie		1	2	3	4	-	-	-	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-
11 overige gebruiksfunctie		1	2	3	4	-	-	-	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-
12 bouwwerk geen gebouw zijnde		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Artikel 3.19 hetzelfde perceel

Lid 1.

De volgens [NEN 5077](#) bepaalde karakteristieke isolatie-index voor luchtgeluid voor de geluidsoverdracht van een besloten ruimte naar een verblijfsgebied van een op hetzelfde perceel gelegen aangrenzende woonfunctie, is niet kleiner dan de in tabel 3.17 aangegeven grenswaarde.

Lid 2.

De volgens [NEN 5077](#) bepaalde isolatie-index voor contactgeluid voor de geluidsoverdracht van een besloten ruimte naar een verblijfsgebied van een op hetzelfde perceel gelegen aangrenzende woonfunctie, is niet kleiner dan de in tabel 3.17 aangegeven grenswaarde.

Lid 3.

De volgens [NEN 5077](#) bepaalde karakteristieke isolatie-index voor luchtgeluid van een besloten ruimte naar een besloten ruimte niet zijnde een verblijfsgebied van een op hetzelfde perceel gelegen aangrenzende woonfunctie, is niet kleiner dan de in tabel 3.17 aangegeven grenswaarde.

Lid 4.

De volgens [NEN 5077](#) bepaalde isolatie-index voor contactgeluid voor de geluidsoverdracht van een besloten ruimte naar een besloten ruimte niet zijnde een verblijfsgebied van een op hetzelfde perceel gelegen aangrenzende woonfunctie, is niet kleiner dan de in tabel 3.17 aangegeven grenswaarde.

Vanuit het bouwbesluit kan worden gezegd dat er geen eisen zijn t.b.v. van contactgeluid voor kantoor en winkelfuncties. Er kunnen puur eisen worden gesteld door de opdrachtgever en dat is in dit geval niet van toepassing. Er zijn hierdoor geen verdere eisen aan de constructie op het gebied van geluid.

Er zijn wel andere geluidseisen maar deze hebben geen invloed op de afmeting van de hoofddraagconstructie.

4.3 Eisen brandwerendheid hoofddraagconstructie

Vanuit het bouwbesluit volgen de eisen aan de brandwerendheid van de hoofddraagconstructie. De brandwerendheid van de hoofddraagconstructie is afhankelijk van de hoogte van het gebouw en wordt uitgedrukt in minuten. Hieronder staat een tabel vanuit het Bouwbesluit met daarin de eisen voor nieuwbouw.

hoofddraagconstructie	tijdsduur van de brandwerendheid met betrekking tot bezwijken in minuten
indien geen vloer van een verblijfsgebied van de gebruiksfunctie hoger ligt dan 5 m boven het meetniveau	60
indien een vloer van een verblijfsgebied van de gebruiksfunctie hoger ligt dan 5 m en niet hoger dan 13 m boven het meetniveau	90
indien een vloer van een verblijfsgebied van die gebruiksfunctie hoger ligt dan 13 m boven het meetniveau	120

Hieronder volgt een tabel vanuit het Bouwbesluit met daarin de eisen voor bestaande bouw.

hoofddraagconstructie	tijdsduur van de brandwerendheid met betrekking tot bezwijken in minuten
indien een vloer van een verblijfsruimte van de gebruiksfunctie hoger ligt dan 5 m en niet hoger dan 13 m boven het meetniveau	30
indien een vloer van een verblijfsruimte van de gebruiksfunctie hoger ligt dan 13 m boven het meetniveau	60

Bij de bovenstaande tabellen wordt verwarring verwerkt, aangezien aan de bestaande hoofddraagconstructie niets gewijzigd wordt geldt de eis voor 60 min, maar voor de nieuwbouw geldt de eis van 120 min. Betekend dit dat voor het hele gebouw de nieuwe eis geldt?

Sterkte

Deze benadering geldt ook voor de sterkte van de bouwconstructie en de sterkte bij brand. Als van het gebouw zonder de optopping de hoogste vloer van een verblijfsruimte lager is gelegen dan 13 m boven het meetniveau, dan moet, volgens voorschriften voor de bestaande bouw, de brandwerendheid met betrekking tot bezwijken van de hoofddraagconstructie ten minste 60 minuten zijn.

Voor nieuwbouw geldt dan een eis van 90 minuten, die bij een lage permanente vuurbelasting kan worden verlaagd naar 60 minuten. Als door het optoppen de hoogste vloer van een verblijfsgebied hoger is gelegen dan 13 m boven het meetniveau, dan geldt in beginsel de nieuwbouweis van 120 minuten (90 minuten bij lage permanente vuurbelasting) voor het deel van de hoofddraagconstructie dat onderdeel is van de verbouwing.

Deze eis geldt dus niet voor de hoofddraagconstructie van het ongewijzigde deel van het gebouw want dat is geen onderwerp van de verbouwing. Daarvoor blijft de eis van de bestaande bouw van 60 minuten gelden.

Het lijkt weinig nut te hebben voor de nieuw te bouwen hoofddraagconstructie een eis van 120 minuten te stellen als de prestatie van de rest van het gebouw veel lager is, zodat het verlenen van ontheffing een logisch gevolg is.

De hierboven staande tekst is een stuk uit een artikel van de bouwwereld, waar een vergelijkbaar vraagstuk wordt beantwoord. De beantwoording van het vragenstuk is gedaan door "dr. ir. N.P.M. Scholten, expert Stichting Expertisecentrum Regelgeving Bouw."

Uit het bovenstaande artikel blijkt dat 60 minuten brandwerendheid van de hoofddraagconstructie voldoende is. De gemeente kan hoger eisen, maar deze eis zal nooit gelijk liggen aan de eis voor nieuwbouw.

Er gerekend met de eis van 60 minuten. Mocht de gemeente een hogere eis stellen dan kan gelijkwaardigheid worden aangetoond door bijv. een automatische brandmeldinstallatie.

Brandwerendheid bestaande constructie

In "Uitgangspunten voor een constructief ontwerp" van "Pieters Bouwtechniek" staan tabellen met daarin de minimale afmetingen voor bouwmaterialen om aan een bepaalde brandwerendheid eis te voldoen. Hieronder volgt een opsomming met de brandwerendheid van de bestaande constructie.

- Vloeren
 - De huidige vloer is 100 mm dik, hierop komt nog een afwerkvloer van 50 mm, het totale vloerpakket is dan 150 mm. Dit komt overeen met 60 min brandwerendheid.
- Balken
 - De balken zijn van verschillende afmetingen, de kleinste breedte is 245 mm. Deze breedte komt overeen met een brandwerendheid van 120 min.
- Kolommen
 - De kolommen zijn ook van verschillende afmetingen, de kleinste breedte is 260 mm. Dit komt overeen met een brandwerendheid van 60 min.

Alle bouwkundige onderdelen van de hoofddraagconstructie voldoen aan de minimale eis van 60 min. Aan de bestaande constructie hoeft dan ook niets gewijzigd te worden.

Voor de nieuwbouw van de optop constructie zal ook voldaan moeten worden aan de eis van brandwerendheid van 60 min. Tenzij de gemeente hoger eist, hiervoor mag dan gelijkwaardigheid worden aangetoond.

4.4 Materiaal keuze

Hieronder volgt de materiaal keuze waarmee gerekend gaat worden in de technische uitwerking.

4.4.1 Hoofddraagconstructie

Deze wordt uitgevoerd als een skelet van staal. Gewicht van deze constructie wordt berekend in de technische uitwerking.

4.4.2 Vloeren

Er kunnen verschillende soorten vloeren worden toegepast, de keuze van het type vloersysteem hangt van het volgende af;

- Licht van gewicht;
- Minimale brandwerendheid van 60 min;
- Minimale overspanning van 4 m.

Bij de hierboven beschreven criteria komen de volgende vloeren in aanmerking;

- Kanaalplaat 150 mm;
- Bubble deckvloer vloer 150 mm;
- Staalframevloer;
- Houten elementenvloer, deze wordt niet gebruikt i.c.m. staalskelet en valt hierdoor af.

	Gewicht	Brandwerendheid	Overspanning
Kanaalplaat	264 kg/m ²	90 min	Ja
Bubble deckvloer	252 kg/m ²	90 min	Ja
Staalframebouw	175 kg/m ²	60 min	Ja

Uit de bovenstaande tabel blijkt dat staalframebouw als beste naar voren komt vanwege het lage gewicht van deze vloer.

Als vloer wordt een staalframebouw vloer toegepast.

4.4.3 Wanden buitenzijde

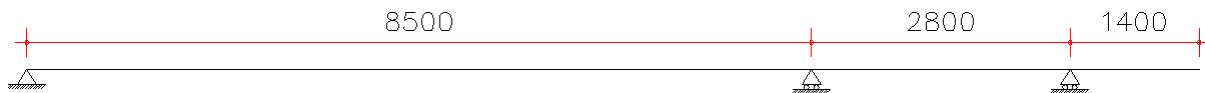
- Binnenblad van staalframebouw, het gewicht is circa 50 kg/m²
- Buitenblad wordt van een plaat materiaal.
- Voor het totale pakket wordt er gerekend met een gewicht van 60 kg/m².

5. Gewichtsberekening

5.1 Dimensioneren nieuwe staalconstructie

Met behulp van schattingsregels zijn de stalen profielen bepaald.

Als men de vloer bekijkt naar een ligger perspectief heeft men drie steunpunten, via deze drie steunpunten wordt de belasting via deze punten (kolommen) afgedragen naar de bestaande constructie, de lengte tussen deze steunpunten verschilt per vleugel bij de Ambachtsschool. Hieronder is dit schetsmatig weergegeven.



Situatie bij de vleugel Hortensiastraat, dit is bekeken in de lengte richting van het optop- gedeelte.

$$h = \text{dakligger} = \frac{1}{40} * l$$

h = hoogte van het profiel

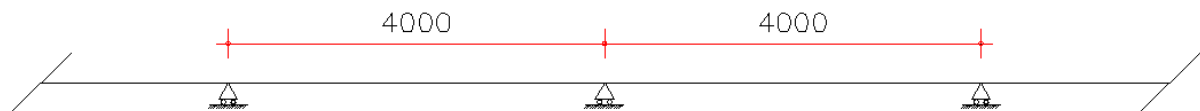
l = lengte van de overspanning

$$h = \text{dakligger} = \frac{1}{40} * 8500 = 212,5 \rightarrow \text{HE240A}$$

$$h = \text{vloerligger} = \frac{1}{35} * l$$

$$h = \text{vloerligger} = \frac{1}{35} * 8500 = 242,9 \rightarrow \text{HE260A}$$

Bij de breedte van het optop- gedeelte zijn de kolommen telkens 4 meter uit elkaar geplaatst bij de bestaande constructie, hieronder ziet u dit schetsmatig weergegeven.



$$h = \text{dakligger} = \frac{1}{40} * l$$

$$h = \text{dakligger} = \frac{1}{40} * 4000 = 100 \rightarrow \text{HE120A}$$

$$h = \text{vloerligger} = \frac{1}{35} * l$$

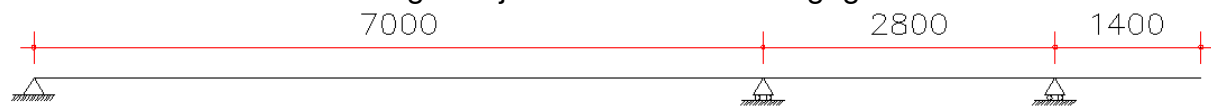
$$h = \text{vloerligger} = \frac{1}{35} * 4000 = 114,3 \rightarrow \text{HE140A}$$

Men gaat uit van een vrije verdiepingshoogte van 2,6 meter, daarom neemt men een kolom lengte van 3 meter, zodat er meer ruimte is voor installaties en systeemplafond.

$$\text{kolom} = \frac{h}{15}$$

$$\text{kolom} = \frac{3000}{15} = 200 \rightarrow \text{HE220A}$$

Bij de zijde aan de Mimosastraat is de breedte ('diepte') van het optop- gedeelte iets kleiner, de verdiepingshoogte (2,6 meter) en breedte (4 meter) zijn bij deze zijde hetzelfde hieronder is de langste zijde schematisch weergegeven.



$$h = \text{dakligger} = \frac{1}{40} * l$$

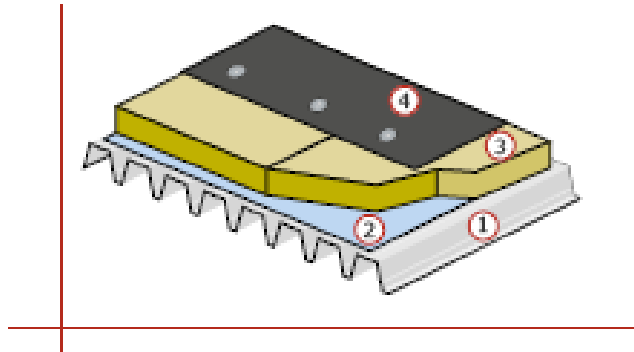
$$h = \text{dakligger} = \frac{1}{40} * 7000 = 175 \rightarrow \text{HE200A}$$

$$h = \text{vloerligger} = \frac{1}{35} * l$$

$$h = \text{vloerligger} = \frac{1}{35} * 7000 = 200 \rightarrow \text{HE220A}$$

5.2 Bepaling belastingen

5.2.1 Dakconstructie Hortensiastraat



Constructie

opbouw stalen dak

1. Draagconstructie
geprofileerd staal
2. Dampremmende laag
3. Taurox Afschot indirect
mechanisch bevestigd
4. Dakbedekking

Permanent

Geprofileerde staalplaat

0,35 kN/m²

(incl. bitumen en isolatie)

Dakliggers

(HE240A = 0,603 kN/m²)

$$0,603 \cdot 20 \cdot 12,7 = 153,2 \text{ kN}$$

(HE120A = 0,199 kN/m²)

$$0,199 \cdot 60 \cdot 4 = \frac{47,76 \text{ kN}}{200,96 \text{ kN}}$$

(lengte * breedte) van het kantoor

$$12,7 \times 60 = 762 \text{ m}^2 \approx 770 \text{ m}^2$$

$$200,96 : 770 = 0,26 \text{ kN/m}^2$$

0,26 kN/m² +

Pg;rep

0,61 kN/m²

Pg; representatief = permanente belasting

Veranderlijke belasting

Veranderlijke belastingdaken vervalt volgens tabel 4.4 B.T.B.

Sneeuw

0,56 kN/m²

Windbelasting (plattendak)

0,00 kN/m² +

Pe;rep

0,56 kN/m²

Pe; representatief = veranderlijke belasting

BGT dak (bruikbaarheids grenstoestand)

Pg;rep + Pe;rep = BGT

$$0,61 + 0,56 = \mathbf{1,17 \text{ kN/m}^2}$$

Belastingfactoren en belastingcombinaties

y_g = belastingfactor voor permanente belasting

y_q = belastingfactor voor veranderlijke belasting.

Voor berekening van sterkte, stabiliteit:

Uiterste grenstoestand

Veiligheidsklasse

Klasse 1

Klasse 2

Klasse 3

of alle klassen:

indien ongunstiger

Indien $P_{g;rep}$ rep gunstig werkt: $y_g = 0,9$

Fundamentele belastingcombinatie

y_g

y_q

$1,2 * P_{g;rep} + 1,2 * P_{e;rep}$

$1,2 * P_{g;rep} + 1,3 * P_{e;rep}$

$1,2 * P_{g;rep} + 1,5 * P_{e;rep}$

$1,35 * P_{g;rep} + 0 * P_{e;rep}$

Veiligheidsklasse referentieperiode en veranderlijke belasting op vloeren (NEN 6702)

Categorie	Veiligheids- klasse	Veranderlijke belasting	Momentaan- factor ψ
Opslagloodsen en dergelijke	1	5,0 kN/m ²	0,8
Woningen, woonruimten, vlieringen/ zolders	2	1,75 kN/m ²	0,4 0,7
Woon, cellen, logies- gebouwen	3	2,5 kN/m ²	0,4 0,5
Kantoren	3	2,5 kN/m²	0,5
Winkelgebouwen	3	4,0 kN/m²	0,4
Industrie, horeca, sport- gebouwen	3	5,0 kN/m ²	0,8
Parkeergarages	3	2,0 of 5,0 kN/m ²	0,7
Archief, bibliotheek	3	Afhankelijk van stellingen	1

UGT dak (uiterste grenstoestand)

Er dient veiligheidsklasse 3 worden toegepast

$$y_g * P_{g;rep} + y_q * P_{e;rep} = UGT$$

$$1,2 * 0,61 + 1,5 * 0,56 = \mathbf{1,57 \text{ kN/m}^2}$$

$$1,35 * P_{g;rep} = 1,35 * 0,61 = 0,824 \text{ kN/m}^2$$

Momentane belastingfactor.

Voor alle variabele dak belastingen geldt $\psi=0$ dus de momentane waarde van de belasting is nul. De belastingen hoeven niet te worden gecombineerd.

De $P_{e;rep}$ waarde is 0,56.

Met deze waarden is de representatieve momentane belasting te berekenen:

$$P_{mom} = \psi * P_{e;rep} = 0 * 0,56 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$1,2 * 0,61 + 0 = 0,732 \text{ kN/m}^2$$

5.2.2 Dakconstructie Mimosastraat

Permanent

Geprofileerde staalplaat **0,35 kN/m²**
(incl. bitumen en isolatie)

Dakliggers

(HE200A = 0,423 kN/m²)

$$0,423 * 10 * 11,2 = 47,40 \text{ kN}$$

(HE120A = 0,199 kN/m²)

$$0,199 * 40 * 4 = \underline{31,84 \text{ kN} +}$$

$$79,24 \text{ kN}$$

(lengte * breedte) van het kantoor

$$11,2 * 39 = 436,8 \text{ m}^2 \approx 437 \text{ m}^2$$

$$79,24 : 437 = 0,18 \text{ kN/m}^2 \quad \underline{\underline{0,18 \text{ kN/m}^2 +}}$$

P_{g;rep} 0,53 kN/m²

P_g; representatief = permanente belasting

Veranderlijke belasting

Veranderlijke belastingdaken vervalt volgens NEN 6702.

Sneeuw

0,56 kN/m²

Windbelasting (plattendak)

0,00 kN/m² +

P_{e;rep} 0,56 kN/m²

P_e; representatief = veranderlijke belasting

BGT dak (bruikbaarheids grenstoestand)

P_{g;rep} + P_{e;rep} = BGT

$$0,53 + 0,56 = \underline{\underline{1,09 \text{ kN/m}^2}}$$

UGT dak (uiterste grenstoestand)

$$y_g * P_{g;rep} + y_q * P_{e;rep} = UGT$$

$$1,2 * 0,53 + 1,5 * 0,56 = \mathbf{1,48 \text{ kN/m}^2}$$

$$1,35 * P_g = 1,35 * 0,53 = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

Momentane belastingfactor

$$P_{mom} = \psi * P_{e;rep} = 0 * 0,56 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$1,2 * 0,53 + 0 = 0,636 \text{ kN/m}^2$$

5.2.3 Verdieping/begane grond (optopping) Hortensiastraat

Permanent

Geprofileerde staalframevloer **1,75 kN/m²**

(incl. anhydrietvloer)

Scheidingswanden **1,00 kN/m²**

vloerliggers

(HE260A = 0,682 kN/m²)

$$0,682 * 20 * 12,7 = 173,23 \text{ kN}$$

(HE140A = 0,247 kN/m²)

$$0,247 * 60 * 4 = 59,28 \text{ kN}$$

Kolom

(HE220A = 0,505 kN/m²)

$$0,505 * 60 * 3 = \underline{90,90 \text{ kN}} + 323,41 \text{ kN}$$

(lengte * breedte) van het kantoor

$$12,7 * 60 = 762 \text{ m}^2 \approx 770 \text{ m}^2$$

$$323,41 : 770 = 0,42 \text{ kN/m}^2 \quad \mathbf{\underline{0,42 \text{ kN/m}^2 +}}$$

P_{g;rep} 3,17 kN/m²

P_g; representatief = permanente belasting

Veranderlijke belasting

Veranderlijke belasting kantoor **2,50 kN/m²**

(Volgens NEN 6702)

P_{e;rep} 2,50 kN/m²

P_e; representatief = veranderlijke belasting

BGT dak (bruikbaarheids grenstoestand)

$$P_{g;rep} + P_{e;rep} = BGT$$

$$3,17 + 2,50 = \mathbf{5,67 \text{ kN/m}^2}$$

UGT dak (uiterste grenstoestand)

$$\gamma_g * P_{g;rep} + \gamma_q * P_{e;rep} = UGT$$

$$1,2 * 3,17 + 1,5 * 2,50 = \mathbf{7,55 \text{ kN/m}^2}$$

$$1,35 * P_g = 1,35 * 3,17 = 4,28 \text{ kN/m}^2$$

Momentane belastingfactor

$$P_{mom} = \psi * P_{e;rep} = 0,5 * 2,5 = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

$$1,2 * 3,17 + 1,5 * 1,25 = 5,68 \text{ kN/m}^2$$

5.2.4 Verdieping/begane grond (optopping) Mimosastraat
Permanent

Geprofileerde staalframevloer
(incl. anhydrietvloer)

1,75 kN/m²

Scheidingswanden
vloerliggers

1,00 kN/m²

(HE220A = 0,505 kN/m²)

$$0,505 * 10 * 11,2 = 56,56 \text{ kN}$$

(HE140A = 0,247 kN/m²)

$$0,247 * 40 * 4 = 39,52 \text{ kN}$$

Kolom

(HE220A = 0,505 kN/m²)

$$0,505 * 40 * 3 = \underline{60,60 \text{ kN}} + 156,68 \text{ kN}$$

(lengte * breedte) van het kantoor

$$11,2 * 39 = 436,8 \text{ m}^2 \approx 437 \text{ m}^2$$

$$156,68 : 437 = 0,36 \text{ kN/m}^2$$

0,36 kN/m² +

P_{g;rep}

3,11 kN/m²

P_g; representatief = permanente belasting

Veranderlijke belasting

Veranderlijke belasting kantoor
(Volgens. NEN 6702)

2,50 kN/m²

Pe;rep 2,50 kN/m²

Pe; representatief = veranderlijke belasting

BGT dak (bruikbaarheids grenstoestand)

Pg;rep + Pe;rep = BGT

3,11 + 2,50 = **5,61 kN/m²**

UGT dak (uiterste grenstoestand)

*yg * Pg;rep + yq * Pe;rep = UGT*

1,2 * 3,11 + 1,5 * 2,50 = **7,48 kN/m²**

1,35 * Pg = 1,35 * 3,11 = 4,2 kN/m²

Momentane belastingfactor

*P_{mom} = ψ * Pe;rep = 0,5 * 2,5 = 1,25 kN/m²*

1,2 * 3,11 + 1,5 * 1,25 = 5,61 kN/m²

In de bijlage 12.5 is een gewichtsberekening te vinden waarop de krachten worden bepaald die vanuit de optopconstructie ontstaan en worden afgedragen naar de bestaande hoofd draagconstructie.

De gewichtsberekening is opgesplitst in de mimosastraat en de hortensiastraat. De gewichten zijn bepaald voor het uitbreiden met één of twee verdiepingen.

Ook in de bijlage 12.6 is een overzichtstekening te vinden met daarop de overspanningsrichtingen van de vloeren en daken. Eveneens wordt hier duidelijk hoe de kolommen en liggers van de staalconstructie worden geplaatst.

6. Toetsing bestaande hoofddraagconstructie

Hieronder volgt de toetsing van de bestaande hoofddraagconstructie welke belast wordt met de uitbreiding d.m.v. optoppen. Allereerst worden de kolommen getoetst en hierna volgt de fundering.

6.1 Toetsing bestaande kolommen

6.1.1 Kolom P

Vanuit de bestaande berekeningen komen de volgende belastingen;

Van balk nr. 3	7100 kg	
Van balk nr. 34	<u>20740 kg</u>	
0,9 *	27840 kg	25060 kg
	Vanuit verdiepingen	36800 kg
	erboven e.g. kolom	
		<u>1240 kg</u>
		63100 kg → 631 kN

De bestaande kolom is gewapend op een belasting van 631 kN representatief. Er wordt een veiligheidsfactor van 1,3 toegepast, dit is het gemiddelde van de veranderlijke belasting en de permanente belasting, aangezien het deel veranderlijke belasting en permanente belasting niet duidelijk wordt vanuit de bestaande berekeningen.

De rekenwaarde wordt dan $631 \cdot 1,3 = 820,3$ kN

Vanuit de bestaande berekening komen deze verdere gegevens;

- Kolom afmeting 440x300 mm;
- Kolom lengte 3750 mm;
- Betonkwaliteit B25;
- Wapeningstaal kwaliteit FEB220;
- Toegepaste wapening: 3Ø25 + 4Ø30 (2 zijdig)



De afmetingen, belastingen en de overige gegevens die hierboven staan beschreven zijn ingevoerd in Technosoft kolomwapening, en deze geeft de volgende uitkomsten. De uitkomsten staan vermeld in de bijlage 12.7.

Vanuit de uitkomsten valt te zeggen dat er ruim voldoende wapening inzit. Er dient volgens de berekening minimaal $678,6 \text{ mm}^2$ wapening te worden toegepast en er is 4299 mm^2 wapening toegepast.

6.1.2 Kolom R

Vanuit de bestaande berekeningen komen de volgende belastingen;

Van balk nr. 46	3950 kg	
Van balk nr. 34	<u>20740 kg</u>	
0,9*	24690 kg	22220 kg
	Vanuit verdiepingen	33400 kg
	erboven	
	e.g. kolom	<u>1080 kg</u>
		56700 kg → 567 kN

De bestaande kolom is gewapend op een belasting van 567 kN representatief.
De rekenwaarde wordt dan $567 * 1,3 = 737,1$ kN.

Vanuit de bestaande berekening komen deze verdere gegevens;

- Kolom afmeting 440x300 mm;
- Kolom lengte 3750 mm;
- Betonkwaliteit B25;
- Wapeningstaal kwaliteit FEB220;
- Toegepaste wapening: 1Ø25 + 7Ø30 (2 zijdig)



De afmetingen, belastingen en de overige gegevens die hierboven staan beschreven zijn ingevoerd in Technosoft kolomwapening, en deze geeft de volgende uitkomsten. De uitkomsten staan vermeld in de bijlage 12.8.

Vanuit de uitkomsten valt te zeggen dat er ruim voldoende wapening inzigt. Er dient volgens de berekening minimaal $678,6 \text{ mm}^2$ wapening te worden toegepast en er is 5437 mm^2 wapening toegepast.

6.2 Toetsing bestaande kolommen + nieuwe belasting 1 verdieping

6.2.1 Kolom P

Hieronder staan de belasting waarop de kolommen getoetst gaan worden.

Bestaande belasting		820,3 kN
Belasting tbv nieuwe afwerkvloer, 1 kn/m^2 excl. veiligheidsfactor	Opp 22,6	$22,6 * 1,2 = 27,1 \text{ kN}$
Belasting vanuit 1-laagse optopconstructie	Vanuit bijlage 12.5	$144,91 \approx 145 \text{ kN}$
Nieuwe belasting		992,4 kN

De bestaande kolom is gewapend op een belasting van 820,3 kN. Met de nieuwe optopconstructie en de verbetering van de verdiepingsvloeren, moet de bestaande kolom een verticale belasting(N'd) kunnen hebben van 992,4 kN.

Ook moet de bestaande constructie voldoen aan windbelasting, deze is als volgt;

$$P_{rep} = p_w * l * C_{index} * \gamma_q = 0,58 * 4 * (0,3 + 0,3) * 1,5 = 2,1 \text{ kN/m}^1$$

Prep = de windbelasting door druk, zuiging, wrijving, over – of onderdruk

Pw = extreme stuwdruk afhankelijk van de hoogte en de lokatie van het gebouw

l = breedte stramien

Cindex = windvormfactor (druk, zuiging, wrijving, over en onderdruk)

γq = belastingfactor voor veranderlijke belasting = 1,5 (wind)

$$M = \frac{1}{8} * q * l^2 = \frac{1}{8} * 2,1 * 3,75^2 = 3,7 \text{ kNm}$$

M = Moment

q = Gelijkmatige belasting (Prep)

l = Hoogte kolom

De waarde van 3,7 kNm wordt op de kolom als moment op het midden gezet.

Vanuit de bestaande berekening komen deze verdere gegevens;

- Kolom afmeting 440x300 mm;
- Kolom lengte 3750 mm;
- Betonkwaliteit B25;
- Wapeningstaal kwaliteit FEB220;
- Toegepaste wapening: 3Ø25 + 4Ø30 (2 zijdig)



De afmetingen, belastingen en de overige gegevens die hierboven staan beschreven zijn ingevoerd in Technosoft kolomwapening, en deze geeft de volgende uitkomsten. De uitkomsten staan vermeld in de bijlage 12.9.

Vanuit de uitkomsten valt te zeggen dat er ruim voldoende wapening inzit. Er dient volgens de berekening minimaal 678,6 mm² wapening te worden toegepast en er is 4299 mm² wapening toegepast.

6.2.2 Kolom R

Hieronder staan de belasting waarop de kolommen getoetst gaan worden.

Bestaande belasting		737,1 kN
Belasting tbv nieuwe afwerkvloer, 1 kn/m ² excl. veiligheidsfactor	Opp 17 m ²	17*1,2=20,4 kN
Belasting vanuit 1-laagse optopconstructie	Vanuit bijlage 12.5	109 kN
Nieuwe belasting		866,5 kN

De bestaande kolom is gewapend op een belasting van 737,1 kN. Met de nieuwe optop- constructie en de verbetering van de verdiepingsvloeren, moet de bestaande kolom een verticale belasting(N'd) kunnen hebben van 866,5 kN.

Ook moet de bestaande constructie voldoen aan windbelasting, deze is als volgt;

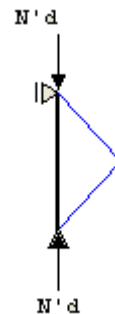
$$P_{rep} = p_w * l * C_{index} * \gamma_q = 0,58 * 4 * (0,8 + 0,3) * 1,5 = 4,8 \text{ kN/m}^1$$

$$M = \frac{1}{8} * q * l^2 = \frac{1}{8} * 4,8 * 3,75^2 = 8,5 \text{ kNm}$$

De waarde van 8,5 kNm wordt op de kolom als moment op het midden gezet.

Vanuit de bestaande berekening komen deze verdere gegevens;

- Kolom afmeting 440x300 mm;
- Kolom lengte 3750 mm;
- Betonkwaliteit B25;
- Wapeningstaal kwaliteit FEB220;
- Toegepaste wapening: 1Ø25 + 7Ø30 (2 zijdig)



De afmetingen, belastingen en de overige gegevens die hierboven staan beschreven zijn ingevoerd in Technosoft kolomwapening, en deze geeft de volgende uitkomsten. De uitkomsten staan vermeld in de bijlage 12.10.

Vanuit de uitkomsten valt te zeggen dat er ruim voldoende wapening inzit. Er dient volgens de berekening minimaal 678,6 mm² wapening te worden toegepast en er is 5437 mm² wapening toegepast.

6.3 Toetsing bestaande kolommen + nieuwe belasting 2 verdiepingen

6.3.1 Kolom P

Hieronder staan de belasting waarop de kolommen getoetst gaan worden.

Bestaande belasting		820,3 kN
Belasting tbv nieuwe afwerkvloer, 1 kn/m ² excl. veiligheidsfactor	Opp 22,6 x 2 verdiepingen = 45,2 m ²	45,2*(1*1.2)=54,3 kN
Belasting vanuit 2-laagse optopconstructie	Vanuit bijlage 12.5	273,28≈273,3 kN
Nieuwe belasting		1147,9 kN

De bestaande kolom is gewapend op een belasting van 820,3 kN. Met de nieuwe optopconstructie en de verbetering van de verdiepingsvloeren, moet de bestaande kolom een verticale belasting(N'd) kunnen hebben van 1147,9 kN.

Ook moet de bestaande constructie voldoen aan windbelasting, deze is als volgt;

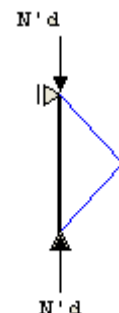
$$P_{rep} = p_w * l * C_{index} * \gamma_q = 0,58 * 4 * (0,3 + 0,3) * 1,5 = 2,1 \text{ kN/m}^1$$

$$M = \frac{1}{8} * q * l^2 = \frac{1}{8} * 2,1 * 3,75^2 = 3,7 \text{ kNm}$$

De waarde van 3,9 kNm wordt op de kolom als moment op het midden gezet.

Vanuit de bestaande berekening komen deze verdere gegevens;

- Kolom afmeting 440x300 mm;
- Kolom lengte 3750 mm;
- Betonkwaliteit B25;
- Wapeningstaal kwaliteit FEB220;
- Toegepaste wapening: 3Ø25 + 4Ø30 (2 zijdig)



De afmetingen, belastingen en de overige gegevens die hierboven staan beschreven zijn ingevoerd in Technosoft kolomwapening, en deze geeft de volgende uitkomsten. De uitkomsten staan vermeld in de bijlage 12.11.

Vanuit de uitkomsten valt te zeggen dat er ruim voldoende wapening inzigt. Er dient volgens de berekening minimaal 678,6 mm² wapening te worden toegepast en er is 3809 mm² wapening toegepast.

6.3.2 Kolom R

Hieronder staan de belasting waarop de kolommen getoetst gaan worden.

Bestaande belasting		737,1 kN
Belasting tbv nieuwe afwerkvloer, 1 kn/m ² excl. veiligheidsfactor	Opp 17 x 2 verdiepingen = 34 m ²	34*(1*1.2)=40,8 kN
Belasting vanuit 2-laagse optopconstructie	Vanuit bijlage 12.5	205,56≈205,6 kN
Nieuwe belasting		983,5 kN

De bestaande kolom is gewapend op een belasting van 737,1 kN. Met de nieuwe optopconstructie en de verbetering van de verdiepingvloeren, moet de bestaande kolom een verticale belasting(Nd) kunnen hebben van 983,5 kN.

Ook moet de bestaande constructie voldoen aan windbelasting, deze is als volgt;

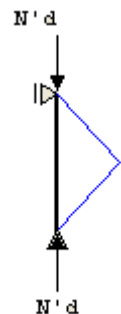
$$P_{rep} = p_w * l * C_{index} * \gamma_q = 0,58 * 4 * (0,8 + 0,3) * 1,5 = 4,8 \text{ kN/m}^1$$

$$M = \frac{1}{8} * q * l^2 = \frac{1}{8} * 4,8 * 3,75^2 = 8,5 \text{ kNm}$$

De waarde van 8,5 kNm wordt op de kolom als moment op het midden gezet.

Vanuit de bestaande berekening komen deze verdere gegevens;

- Kolom afmeting 440x300 mm;
- Kolom lengte 3750 mm;
- Betonkwaliteit B25;
- Wapeningstaal kwaliteit FEB220;
- Toegepaste wapening: 1Ø25 + 7Ø30 (2 zijdig)



De afmetingen, belastingen en de overige gegevens die hierboven staan beschreven zijn ingevoerd in Technosoft kolomwapening, en deze geeft de volgende uitkomsten. De uitkomsten staan vermeld in de bijlage 12.12.

Vanuit de uitkomsten valt te zeggen dat er ruim voldoende wapening inzit. Er dient volgens de berekening minimaal 678,6 mm² wapening te worden toegepast en er is 5437 mm² wapening toegepast.

De hierboven beschreven kolommen zijn de maatgevende kolommen. De kolommen voldoen nog steeds met een hogere belasting. Er is in de tijd dat het gebouwd is, veel meer wapening toegepast dan nodig.

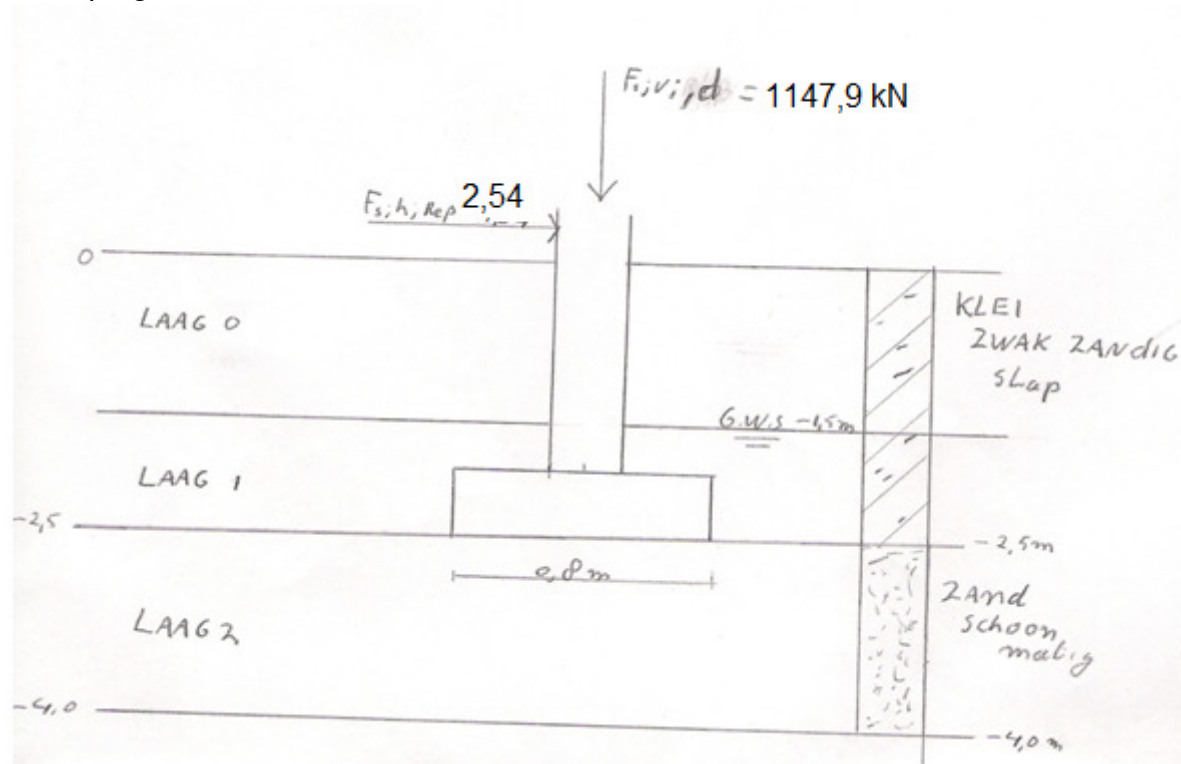
Conclusie: Alleen gekeken naar de kolommen kan de oude ambachtsschool worden opgetopt met twee verdiepingen.

6.4 Toetsing fundering

6.4.1 Toetsing fundering met twee verdiepingen (KOLOM P)

Getoetst wordt of de fundering van de "Oude Ambachtsschool" voldoet en of deze extra belast kan worden d.m.v. één of meerdere verdiepingen.

Hieronder ziet u de schematisering van de constructie, de grond en de belastingen. Bij de onderstaande belastingen gaat men eerst uit van twee extra optop verdiepingen.



figuur 6.4.1

Bij de verticale belasting zit de veiligheidsfactoren al bij in daarom gaan we hier uit van een rekenwaarde, bij de horizontale waarde zit deze factoren nog niet bij in dus hebben we een representatieve waarde.

$F_s; v; d = 1147,9 \text{ kN/m}^1$ (berekend kolom P (zie hoofdstuk 6.3.1))

$F_s; h; rep = 2,54 \text{ kN/m}^1$ (berekening wind (zie hieronder))

$$Prep = C_{dim} * C_{index} * P_w$$

$Prep$ = de windbelasting door druk, zuiging, wrijving, over – of onderdruk

C_{dim} = factor voor de afmetingen van het gebouw

C_{index} = windvormfactor (druk, zuiging, wrijving, over en onderdruk)

P_w = extreme stuwdruk afhankelijk van de hoogte en de lokatie van het gebouw,

$$Prep = 0,93 * 0,3 * 0,7 = 0,1953 \text{ kN}$$

Men moet $Prep$ uitrekenen in kN/m^1 . Dit betekent dat dit getal nog vermenigvuldigd moet worden met de hoogte van de gevel wat de fundering moet opvangen. Bijna alle windbelasting wordt opgevangen in de verdiepingvloeren, er wordt maar een klein deel afgedragen naar de fundering (2 meter), verder moet men het nog

vermenigvuldigen met de stramienbreedte (4meter) welke de kracht afdraagt op één kolom.

$$0,1953 * 2 * 4 \approx 1,6 \text{ kN/m}$$

Bij het dak moet men rekening houden met de zuiging en wrijving van de wind.

$$Prep = 0,93 * 0,04 * 0,7 = 0,026 \text{ kN}$$

Men moet Prep uitrekenen in kN/m dit betekend net als hiervoor dat men dit getal nog maal de lengte en breedte van de toekomstige dakoppervlak moet vermenigvuldigen. De diepte(lengte) van het gebouw is +/- 18 meter, dit bestaat uit een hoger en lager gelegen dakvlak. Deze 18 meter kan men delen door twee omdat de helft van de krachten van het dakoppervlak wordt afgedragen naar de andere zijde van het gebouw. Van kolom naar kolom bedraagt de breedte vier meter.

$$0,026 * 9 * 4 \approx 0,94 \text{ kN/m}$$

$$Fs; h; rep = 1,6 + 0,94 = 2,54 \text{ kN/m}$$

Als u de onderstaande tabel 6.4.2 bekijkt ziet u dat kantoren en winkelgebouwen in veiligheidsklasse 3 zitten. Dat betekend dat men de permanente belasting dus $Fs; v; rep$ met 1,2 moet vermenigvuldigen, dit is al gebeurt in de gewichtsberekening (hoofdstuk 5) en kwamen uit op een design waarde van 1147,9 kN/m. Verder zal de veranderlijke belasting (de windbelasting) $Fs; h; rep$ met 1,5 moeten worden vermenigvuldigt, volgens respectievelijk 6.4.2.1 en 5.2.1 van NEN 6702.

4.3 VEILIGHEIDSKLASSE REFERENTIEPERIODE EN VERANDERLIJKE BELASTING OP VLOEREN

Categorie	Veiligheids-klasse	Referentie-periode (jaren)	Veranderlijke belasting P_{rep} (kN/m ²)	Momentaan-factor ψ	Puntlast F_{rep} (kN)
Opslagloodsen, schuren, lichte industrie functie	1	15	5,0	0,8	10
Woningen	2	50	1,75	0,4	3,0
Woonruimten			0,7	0,7	-
Vliering/zolders					
Woongebouwen, cellengebouwen, logiesgebouwen	3	50	1,75	0,4	3,0
Woonruimten, cellen			2,0	0,5	3,0
Trap/gang/bordes					
Scholen, hotels en ziekenhuizen	3	50	2,5 ¹	0,5	7,0
Kantoren	3	50	2,5 ¹	0,5	3,0
Winkelgebouwen, verkoopruimten	3	50	4,0	0,4	7,0
Industriële gebouwen, bedrijfsruimten	2/3 ²	15/50	5,0	0,8	≥ 10,0
Horeca gebouwen, zalen, sportgebouwen, Stations	3	50	5,0 ³	0,25	7,0
Bibliotheken, archief	3	50	Afhankelijk van stellingen	1	7,0
Ontsluitingswegen, kantoren, enz.			3,0	0,25	3,0/7,0
Opslagruimten			≥ 5,0	0,6-1,0	≥ 7
Parkeergarages	3	50	2,0	0,7	10
auto's tot 25 kN			5	0,7	40
auto's 25-120 kN				0,7	
auto's > 120 kN					
Balkons/terrassen			2,5	0,5	3,0

¹ Algemene toegankelijkheidssectoren: $P_{rep} = 3,0 \text{ kN/m}^2$, $\psi = 0,5$.

Kelders, niet voor parkeren: $P_{rep} = 3,5 \text{ kN/m}^2$, $\psi = 0,5$.

² Indien meer dan 2 bouwlagen: klasse 3.

³ Indien zitplaatsen vast aan de vloer verbonden: $P_{rep} = 4,0 \text{ kN/m}^2$, $\psi = 0,25$.

Tabel 6.4.2 Veiligheidsklassen

Belastingfactoren en belastingcombinaties

yg = belastingfactor voor permanente belasting = 1,2 (eigen gewicht)

yq = belastingfactor voor veranderlijke belasting = 1,5 (wind)

$F_s; v; d = 1147,9 \text{ kN}$

$F_s; h; d = 1,5 * 2,54 = 3,06 \approx 3,81 \text{ kN}$

Deze krachten komen op de fundering terecht, echter de fundering zal deze krachten verspreid verdelen over de grond dit zal niet exact een puntlast zijn maar het zal gelijkmatig worden verdeeld. We kunnen aannemen dat het aan 50 % aan weerzijde van de fundering wordt afgedragen. Dit betekent dat alle design waarden gedeeld mogen worden door 2.

$$F_s; v; d = \frac{1147,9}{2} = 573,95 \text{ kN}$$

$$F_s; h; d = \frac{3,81}{2} = 1,91 \text{ kN}$$

Het betreft in dit geval een alleenstaande, op staal gefundeerde muur waarop een windbelasting aangrijpt. Voor de rotatie en de relatieve hoekverdraaiing gelden in dit geval geen eisen.

Verder moet de bruikbaarheids- toestand volgens 6.3.1 van NEN 6740 zijn getoetst: de rekenwaarde van de zakking onder de gebruiksbelasting moet kleiner dan of gelijk aan de eis voor de zakking volgens 5.2.2.1 van NEN 6740 zijn.

in formule:

$$Wd \leq Wreq \quad \text{waarbij} \quad Wreq \leq 0,15 m$$

Wd

= de rekenwaarde van de verplaatsing van een punt van de geotechnische constructie

$Wreq$ = de vereiste zakking

De rekenwaarde van de zakking Wd moet zijn bepaald volgens 6.3.3 van NEN 6740. Volgens 8.6.1.2 van NEN 6702 moet alleen de momentane belasting in rekening zijn gebracht ($F_s; v; d$), waarbij de partiële belastingfactor gelijk moet zijn gesteld aan één ($\gamma f' g = 1,0$.) Hieruit volgt:

$$F_s; v; d = 1,0 * 573,95 = 573,95 \text{ kN/m}^1$$

De gunstige representatieve waarden van de grondparameters van de verschillende bodemlagen volgens figuur 6.4.1 volgen uit tabel 8.1 van NEN 6740, en zijn weergegeven in tabel 6.4.4.

Laag	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ'	C' [kN/m ²]	F_{undr} [kN/m ²]
0	15	-	22,5	0	40
1	-	15	22,5	0	40
2	-	20	32,5	0	0

Tabel 6.4.4 Representatieve waarden van de grondparameters

γ = Volumiek gewicht van grond

γ_{sat} = Volumiek gewicht van verzadigde grond

ϕ' = Effectievehoek van inwendige wrijving

C' = Cohesie

F_{undr} = Ongedraineerde schuifsterkte

Volgens tabel 3 van 8.9 van NEN 6740 zijn de partiële materiaalfactoren als volgt:

- volumiek gewicht: $\gamma m; g = 1,1;$
- tangent van de hoek van inwendige wrijving: $\gamma m; \phi = 1,15;$
- ongedraineerde schuifsterkte: $\gamma m; F_{undr} = 1,35;$

Hieruit volgen de gunstige rekenwaarden van de grondparameters:

Laag	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ'	C' [kN/m ²]	F_{undr} [kN/m ²]
0	13,6	-	19,8	0	29,6
1	-	13,6	19,8	0	29,6
2	-	18,2	28,9	0	0

Tabel 6.4.5 Gunstige rekenwaarden van de grondparameters.

Voor de zakkingsberekening geldt dat alle partiële materiaalfactoren gelijk zijn aan één ($\gamma m; i = 1$). Hieruit volgt dat de rekenwaarden van de grondparameters ten behoeve van de zakkingsberekening gelijk zijn aan de representatieve waarden van de grondparameters.

Deze waarden volgen uit tabel 1 van 8.1 van NEN 6740 en zijn weergegeven in tabel 6.4.6.

Laag	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	C_c	C_α	e
0	15	-	0,759	0,009	2,3
1	-	15	0,759	0,009	2,3
2	-	20	0,006	0	0,65

Tabel 6.4.6 partiële materiaalfactoren ter behoeve van de zakking.

C_c = primaire samendrukkingsindex

C_α = secundaire samendrukkingsindex

e = poriëngetal: $\frac{26,5-\gamma_{sat}}{\gamma_{sat}-10}$

Gedraineerd gedrag van alle lagen

Voor alle lagen geldt $C'_{e;d} = 0$

$C'_{e;d}$ = rekenwaarde van de cohesie

Laag 1 en 2 $\sigma'_{v;z;o;d} = \sum \text{dikte lagen} * \gamma = 1,5 * 15 + 1 * 15 = 37,5 \text{ kN/m}^2$

Vormfactor voor de fundering

$S_q = 1$

$S_\gamma = 1$

S_q = vormfactor van de gronddekking

S_γ = vormfactor van effectieve gewicht onder de fundering

Hellingsreductiefactoren

$$i_q = \left(1 - 0,7 * \frac{f_{s;h;d}}{f_{s;v;d}}\right)^3 = \left(1 - 0,7 * \frac{1,91}{573,95}\right)^3 = 0,99$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{f_{s;h;d}}{f_{s;v;d}}\right)^3 = \left(1 - \frac{1,91}{573,95}\right)^3 = 0,99$$

$$A_{ef} = B_{ef} - 2 * \left(\frac{2 * f_{s;h;d}}{f_{s;v;d}}\right) = 0,8 - 2 * \left(\frac{2 * 1,91}{573,95}\right) = 0,787 \text{ m}$$

i_q = reductiefactor voor de helling op de invloed van de dekking

i_γ = reductiefactor voor de helling van de belasting

A_{ef} = effectieve funderingsoppervlakte

Vanuit de A_{ef} is de invloedsdiepte te bepalen.

$$t_e = 1,5 * A_{ef} = 1,5 * 0,787 = 1,18 \text{ m}$$

Onder de fundering moet één grondlaag worden beschouwd ten behoeve van de bepaling van de maximale draagkracht, waaruit volgt:

$$H = 1,18 \text{ m}$$

$$\phi'_d = 28,9^\circ$$

$$\gamma'_d = 18,2 - 10 = 8,2 \text{ kN/m}^3$$

γ'_d = rekenwaarde van het effective volumieke gewicht

Vanuit de berekende waarde $\phi'_d = 28,9^\circ$ volgen:

$$N_q = 16,24$$

$$N_\gamma = 17,36$$

N_q = draagfactor voor invloed van de gronddekking

N_γ = draagfactor voor de invloed van het effective gewicht onder de fundering

Invulling in de formule voor $F_{r,v;d}$ geeft:

$$f_{r,v;d} = A_{ef} * (\sigma'_{v;z;o;d} * N_q * S_q * i_q + 0,5 * \gamma'_d * A_{ef} * N_\gamma * i_\gamma)$$

$$f_{r,v;d} = 0,787 * (37,5 * 16,24 * 1 * 0,99 + 0,5 * 8,2 * 0,787 * 17,36 * 0,99) = 518,13 \text{ kN/m}^1$$

Bij toetsing met betrekking tot de grenstoestand wordt niet voldaan aan de eis

$$f_{s,v;d} \leq f_{r,v;d} = 573,95 > 518,13$$

$f_{r,v;d}$ = rekenwaarde van de draagkracht loodrecht op funderingsoppervlak

$f_{r,v;d}$ = rekenwaarde van de belastingscomponent in het vlak van de fundering

Hieruit blijkt dat niet wordt voldaan op basis van gedraineerd gedrag van alle lagen.

Mogelijke oplossingen kunnen zijn;

- Toetsen van één verdieping;
- Verbreden van de fundering;

Er is gekozen om te toetsen aan het optoppen met één verdieping, dit met de volgende redenen.

- Verbreden bestaande fundering, vergt veel arbeid en is daarom duur;
- Het rendement met een uitbreiding van één verdieping ligt hoger als met twee verdiepingen;

alle windbelasting wordt opgevangen in de verdiepingsvloeren er wordt maar een klein deel afgedragen aan de fundering (2 meter), verder moet men het nog vermenigvuldigen met de stramienbreedte (4meter) welke de kracht afdraagt op één kolom.

$$0,1953 * 2 * 4 \approx 1,6 \text{ kN/m}$$

Bij het dak moet men rekening houden met de zuiging en wrijving van de wind.

$$Prep = 0,93 * 0,04 * 0,7 = 0,026 \text{ kN}$$

Men moet Prep uitrekenen in kN/m dit betekend net als hiervoor dat men dit getal nog maal de lengte en breedte van de toekomstige dakoppervlak moet vermenigvuldigen. De diepte(lengte) van het gebouw is +/- 18 meter, dit bestaat uit een hoger en lager gelegen dakvlak. Deze 18 meter kan men delen door twee omdat de helft van de krachten van het dakoppervlak wordt afgedragen naar de andere zijde van het gebouw. Van kolom naar kolom bedraagt de breedte vier meter.

$$0,026 * 9 * 4 \approx 0,94 \text{ kN/m}$$

$$Fs; h; rep = 1,6 + 0,94 = 2,54 \text{ kN/m}$$

Als u de tabel 6.4.2 bekijkt ziet u dat kantoren en winkelgebouwen in veiligheidsklasse 3 zitten. Dat betekend dat men de permanente belasting dus $Fs; v; rep$ met 1,2 moet vermenigvuldigen, dit is al gebeurt in de gewichtsberekening (hoofdstuk 5) en kwamen uit op een design waarde van 822,1 kN/m. Verder zal de veranderlijke belasting (de windbelasting) $Fs; h; rep$ met 1,5 moeten worden vermenigvuldigt, volgens respectievelijk 6.4.2.1 en 5.2.1 van NEN 6702.

Belastingfactoren en belastingcombinaties

yg = belastingfactor voor permanente belasting = 1,2 (eigen gewicht)

yq = belastingfactor voor veranderlijke belasting = 1,5 (wind)

$$Fs; v; d = 992,4 \text{ kN}$$

$$Fs; h; d = 1,5 * 2,54 = 3,81 \text{ kN}$$

Deze krachten komen op de fundering terecht, echter de fundering zal deze krachten verspreid verdelen over de grond dit zal niet exact een puntlast zijn maar het zal gelijkmatig worden verdeeld. We kunnen aannemen dat het aan 50 % aan weerszijde van de fundering wordt afgedragen. Dit betekend dat alle design waardes gedeeld mogen worden door 2.

$$Fs; v; d = \frac{992,4}{2} = 496,2 \text{ kN}$$

$$Fs; h; d = \frac{3,81}{2} = 1,91 \text{ kN}$$

Het betreft in dit geval een alleenstaande, op staal gefundeerde muur waarop een windbelasting aangrijpt. Voor de rotatie en de relatieve hoekverdraaiing gelden in dit geval geen eisen.

Verder moet de bruikbaarheids- toestand volgens 6.3.1 van NEN 6740 zijn getoetst: de rekenwaarde van de zakking onder de gebruiksbelasting moet kleiner dan of gelijk aan de eis voor de zakking volgens 5.2.2.1 van NEN 6740 zijn.

in formule:

$$Wd \leq Wreq \quad \text{waarbij} \quad Wreq \leq 0,15 \text{ m}$$

Wd

= de rekenwaarde van de verplaatsing van een punt van de geotechnische constructie

W_{req} = de vereiste zakking

De rekenwaarde van de zakking Wd moet zijn bepaald volgens 6.3.3 van NEN 6740. Volgens 8.6.1.2 van NEN 6702 moet alleen de momentane belasting in rekening zijn gebracht ($Fs; v; d$), waarbij de partiële belastingfactor gelijk moet zijn gesteld aan één ($\gamma f'g = 1,0$). Hieruit volgt:

$$Fs; v; d = 1,0 * 496,2 = 496,2 \text{ kN/m}^1$$

De gunstige representatieve waarden van de grondparameters van de verschillende bodemlagen volgens figuur 6.4.7 volgen uit tabel 8.1 van NEN 6740, en zijn weergegeven in tabel 6.4.8.

Laag	$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$\gamma_{sat} \text{ [kN/m}^3\text{]}$	φ'	$C' \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$F_{undr} \text{ [kN/m}^2\text{]}$
0	15	-	22,5	0	40
1	-	15	22,5	0	40
2	-	20	32,5	0	0

Tabel 6.4.8 Representatieve waarden van de grondparameters

γ = Volumiek gewicht van grond

γ_{sat} = Volumiek gewicht van verzadigde grond

φ' = Effectievehoek van inwendige wrijving

C' = Cohesie

F_{undr} = Ongedraineerde schuifsterkte

Volgens tabel 3 van 8.9 van NEN 6740 zijn de partiële materiaalfactoren als volgt:

- volumiek gewicht: $\gamma_m; g = 1,1$;
- tangent van de hoek van inwendige wrijving: $\gamma_m; \varphi = 1,15$;
- ongedraineerde schuifsterkte: $\gamma_m; F_{undr} = 1,35$;

Hieruit volgen de gunstige rekenwaarden van de grondparameters:

Laag	$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$\gamma_{sat} \text{ [kN/m}^3\text{]}$	φ'	$C' \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$F_{undr} \text{ [kN/m}^2\text{]}$
0	13,6	-	19,8	0	29,6
1	-	13,6	19,8	0	29,6
2	-	18,2	28,9	0	0

Tabel 6.4.9 Gunstige rekenwaarden van de grondparameters.

Voor de zakkingsberekening geldt dat alle partiële materiaalfactoren gelijk zijn aan één ($\gamma_m; i = 1$). Hieruit volgt dat de rekenwaarden van de grondparameters ten behoeve van de zakkingsberekening gelijk zijn aan de representatieve waarden van de grondparameters.

Deze waarden volgen uit tabel 1 van 8.1 van NEN 6740 en zijn weergegeven in tabel 6.4.10.

Laag	$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$\gamma_{sat} \text{ [kN/m}^3\text{]}$	C_c	C_α	e
0	15	-	0,759	0,009	2,3
1	-	15	0,759	0,009	2,3
2	-	20	0,006	0	0,65

Tabel 6.4.10 partiële materiaalfactoren ter behoeve van de zakking.

C_c = primaire samendrukkingsindex

C_α = secundaire samendrukkingsindex

e = poriëngetal: $\frac{26,5 - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 10}$

Gedraineerd gedrag van alle lagen

Voor alle lagen geldt $C'_{e;d} = 0$

$C'_{e;d}$ = rekenwaarde van de cohesie

Laag 1 en 2 $\sigma'_{v;z;o;d} = \sum \text{dikte lagen} * \gamma = 1,5 * 15 + 1 * 15 = 37,5 \text{ kN/m}^2$

Vormfactor voor de fundering

$S_q = 1$

$S_\gamma = 1$

S_q = vormfactor van de gronddekking

S_γ = vormfactor van effectieve gewicht onder de fundering

Hellingsreductiefactoren

$$i_q = \left(1 - 0,7 * \frac{f_{s;h;d}}{f_{s;v;d}}\right)^3 = \left(1 - 0,7 * \frac{1,91}{496,2}\right)^3 = 0,99$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{f_{s;h;d}}{f_{s;v;d}}\right)^3 = \left(1 - \frac{1,91}{496,2}\right)^3 = 0,99$$

$$A_{ef} = B_{ef} - 2 * \left(\frac{2 * f_{s;h;d}}{f_{s;v;d}}\right) = 0,8 - 2 * \left(\frac{2 * 1,91}{496,2}\right) = 0,785 \text{ m}$$

i_q = reductiefactor voor de helling op de invloed van de dekking

i_γ = reductiefactor voor de helling van de belasting

A_{ef} = effectieve funderingsoppervlakte

Vanuit de A_{ef} is de invloedsdiepte te bepalen.

$$t_e = 1,5 * A_{ef} = 1,5 * 0,785 = 1,177 \text{ m}$$

Onder de fundering moet 1 grondlaag worden beschouwd ten behoeve van de bepaling van de maximale draagkracht, waaruit volgt:

$$H = 1,5 \text{ m}$$

$$\phi'_d = 28,9^\circ$$

$$\gamma'_d = 18,2 - 10 = 8,2 \text{ kN/m}^3$$

γ'_d = rekenwaarde van het effective volumieke gewicht

Vanuit de berekende waarde $\phi'_d = 28,9^\circ$ volgen:

$$N_q = 16,24$$

$$N_\gamma = 17,36$$

N_q = draagfactor voor invloed van de gronddekking

N_γ

= draagfactor voor de invloed van het effective gewicht onder de fundering

Invulling in de formule voor $F_{r;v;d}$ geeft:

$$f_{r;v;d} = A_{ef} * (\sigma'_{v;z;o;d} * N_q * S_q * i_q + 0,5 * \gamma'_d * A_{ef} * N_\gamma * i_\gamma)$$

$$f_{r;v;d} = 0,785 * (37,5 * 16,24 * 1 * 0,99 + 0,5 * 8,2 * 0,785 * 17,36 * 0,99) = 517,28 \text{ kN/m}^1$$

Bij toetsing met betrekking tot de grenstoestand wordt voldaan aan de eis.

$$f_{s;v;d} \leq f_{r;v;d} = 496,2 > 517,28$$

$f_{r;v;d}$ = rekenwaarde van de draagkracht loodrecht op funderingsoppervlak

$f_{r;v;d}$ = rekenwaarde van de belastingscomponent in het vlak van de fundering

Afschuiving voor gedraineerde situatie

$S_{r;h;d}$ moet zijn bepaald met behulp van de lage rekenwaarde van de verticale kracht volgens de NEN 6702. Hierbij hoort de partiële belastingfactor $\gamma_{f,g} = 0.9$. de grootte van het effectieve funderingsoppervlak speelt geen rol.

$$f_{s;v;d} = 496,2 * 0.9 = 446,58 \text{ kN/m}^1$$

$$f_{s;h;d} = 1,91 \text{ kN/m}^1$$

$$f_{s;v;d}$$

= rekenwaarde van de belastingscomponent loodrecht op funderingsoppervlak

$f_{s;h;d}$ = rekenwaarde van de belastingscomponent in het vlak van de fundering

Berekening van de maximale schuifweerstandskracht op het vlak met $Z = -2,5$ m geeft;

$$S_{r;h;d} = f_{s;v;d} * \tan \delta_{s;d} = f_{s;v;d} * \frac{\tan 2}{3} \phi'_d = 446,58 \tan \left(\frac{2}{3} * 28,9 \right) = 156,1 \text{ kN/m}^1$$

Bij de toetsing met betrekking tot de grenstoestand, wordt voldaan aan de eis.

$$f_{s;h;d} \leq S_{r;h;d} = 1,91 < 156,1$$

Er zal geen afschuiving plaatsvinden in de gedraineerde situatie. Dit is te verklaren door de grote verticale kracht en de relatieve kleine horizontale kracht.

Berekening van de zakking (kolom P)

De zakking is het laatste onderdeel van de berekening. De zakking moet voldoen volgens de eis die in het begin van het hoofdstuk is gesteld namelijk:

$$Wd \leq Wreq \quad \text{waarbij} \quad Wreq \leq 0,15 \text{ m}$$

Voor de berekening van B_{ef} geldt in dit geval: B_{ef} = funderingsbreedte = 0,8 m.

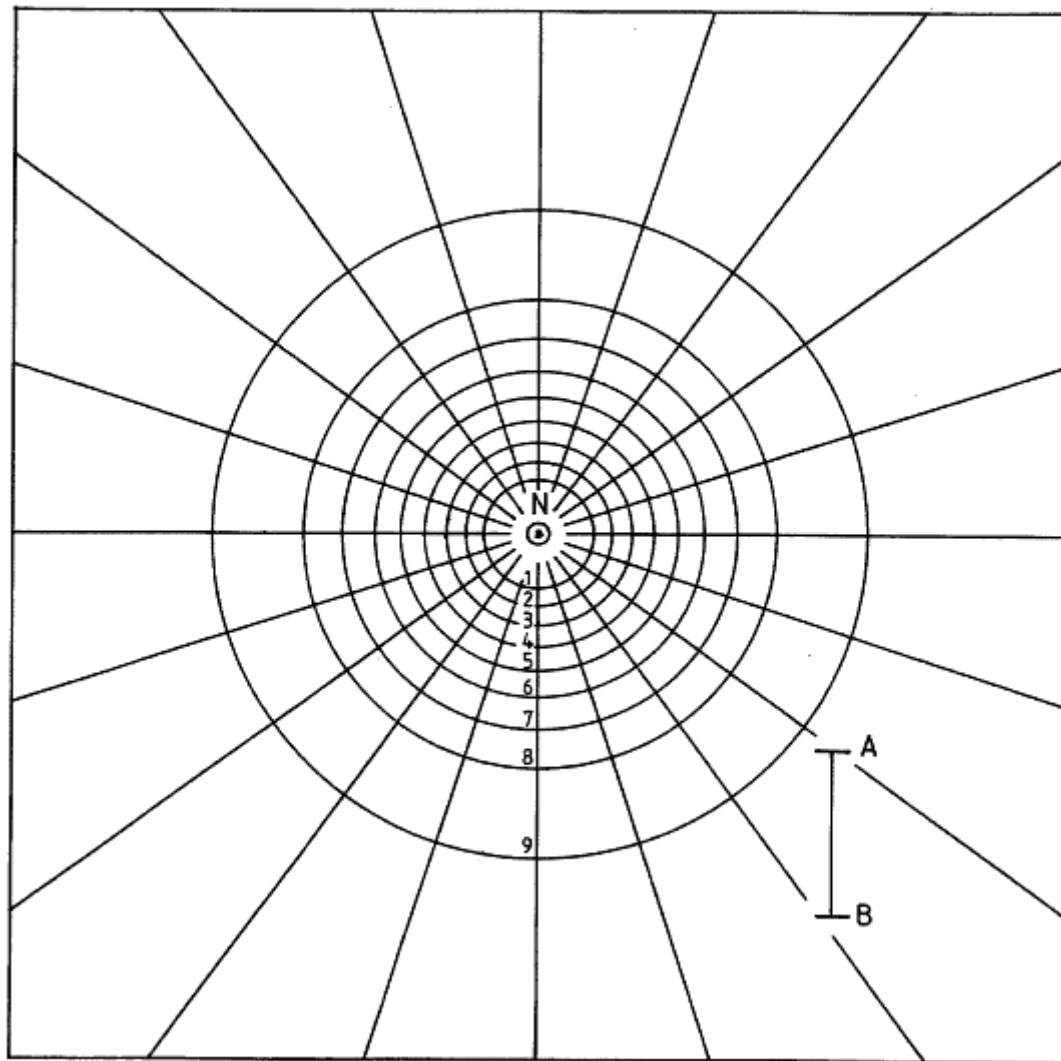
Hieruit volgt: $A_{ef} = 0,8 \text{ m}^2/\text{m}$.

Berekening van de gemiddelde funderingsdruk met behulp van $F_{v;s;d}$:

$$\sigma_d = \frac{F_{v;s;d}}{A_{ef}} = \frac{496,2}{0,8} \approx 620,25 \text{ kN/m}^2$$

Berekening van de verticale oorspronkelijke affectieve spanning aan de onderzijde van laag 1.

$$\sigma'_{v;z;o;d} = 2,5 * 15 + 1,5 * 20 - 2,5 * 10 = 42,5 \text{ kN/m}^2$$



Figuur 6.4.11 Zon van newmark.

Volgens figuur 6.4.11 (newmark diagram) B_{ef} op schaal = 18mm en dat het aantal door de fundering bedekte vlakjes in figuur 6.4.11 gelijk is aan 24. Met behulp van de schaalfactor van 0,005 volgt:

$$\sigma' v; z; d = 24 * 0,005 * 514 = 61,68 \text{ kN/m}^2 < 20\% \text{ van } 42,5 \text{ kN/m}^2$$

Dit voldoet niet, Nu moet men de diepere lagen ook mee nemen in de berekening hier zit ook een type zandlaag.

Na berekeningen blijkt dat men 15 meter draagkrachtige grond mee moeten nemen in de berekening (zie hieronder).

$$\sigma' v; z; o; d = 2,5 * 15 + 15 * 20 - 2,5 * 10 = 312,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta \sigma' v; z; d = 24 * 0,005 * 620,25 = 74,43 \text{ kN/m}^2 < 20\% \text{ van } 312,5 \text{ kN/m}^2$$

Dit voldoet wel, dieper gelegen lagen hoeven we niet mee te beschouwen.

In de volgende tabellen is voor laag 2 $\Delta \sigma' v; z; d$ de strookbreedte en $\sigma' v; z; o; d$ berekend.

Laag	Laagdikte m	Midden m	$\sigma'v; z; o; d \text{ kN/m}^2$
2	15	7,5	$2,5 * 15 + 7,5 * 10 = 112,5$

Laag	Diepte laagmidden m	Strookbreedte op de schaal van figuur 6.4.11 (Newmarkdiagram)	Aantal vakjes	$\Delta\sigma'v; z; d$
2	7,5	$18 * \frac{0,8}{7,5} = 1,92 \text{ mm}$	12	37,22

De zakking moet zijn bepaald met behulp van de volgende formule:

$$w_d = w_{0;d} + w_{1;d}$$

Voor een fundering op staal geldt: $w_{0;d} = 0$.

$$w_{1;d} = \frac{C_{c;d}}{1+e} * H * \log \left(\frac{\sigma'v; z; o; d + \Delta\sigma'v; z; d}{\sigma'v; z; o; d} \right)$$

$$\text{Laag 2 } w_{1;d} = \frac{0,006}{1+0,65} * 15 * \log \left(\frac{112,5+37,22}{112,5} \right) = 0,006769 * 1000 = 6,769 \text{ mm}$$

De totale zakking is: $w_d = 0 + 6,769 = 6,769$

Bij de toetsing met betrekking tot de bruikbaarheids- grenstoestand is dus voldaan aan de eis:

$$W_d \leq 0,15 \text{ m} \quad \text{want} \quad 6,769 \leq 150 \text{ mm}$$

In de bijlage 12.13 t/m 12.16 zijn de berekeningen te vinden van de andere funderingsstroken met bijbehorende kolommen.

6.5 Conclusie

De conclusie is als volgt, de funderingsconstructie met de draagkrachtige grond kan een uitbreiding van één verdieping dragen. Dit is onderbouwd met de berekeningen die zijn te vinden in de bijlage en de bovenstaande hoofdstukken.

7. Berekening optop constructie

7.1 Stabiliteit

Stabiliteit moet altijd in twee richtingen verkregen worden. Bij de stabiliteit wordt gekeken naar de stabiliteit van de optop constructie, het bestaande gebouw is van zich zelf al stabiel, omdat deze al voldoende stabiliteitswanden heeft.

Om de stabiliteit te bepalen moeten de windbelastingen op de gevels bekend zijn, deze moeten dan als eerst worden bepaald. Uit de windbelasting volgen de krachten die op de staalconstructie komen, deze krachten worden ontbonden in een verticale en een diagonaal kracht.

De verticale kracht moet bij de belasting worden opgeteld en vanuit de schuine kracht worden de windverbanden berekend.

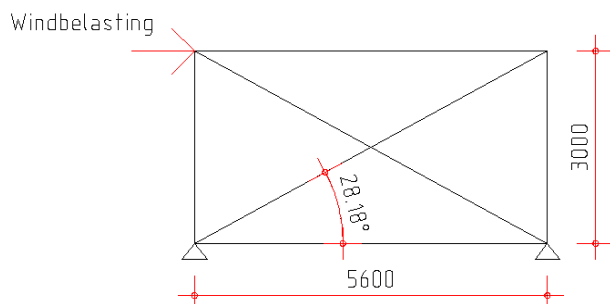
7.1.1 Berekening windbelasting op gevel hortensiastraat

$$P_{rep} = C_{index} * C_{dim} * P_w * h = (0,8 + 0,3) * 0,89 * 0,7 * 1,5 = 1,02 \text{ kN/m}^1$$

Deze belasting is ingevoerd in technosoft liggers en hieruit volgen de krachten op de staalconstructie.

De uitvoer uit technosoft is te vinden in bijlage 12.17 t/m 12.19.

Gevel as 2



Nu de horizontale kracht bekend is moet deze worden ontbonden in een verticale en een schuine kracht. De hoek van de schuine kracht is 28 graden.

$$\text{Diagonaalkracht} = \frac{9,13}{\cos 28} = 10,34 \text{ kN}$$

$$\text{Verticalekracht} = \sqrt{10,34^2 - 9,13^2} = 4,85 \text{ kN}$$

Gevel as o

Nu de horizontale kracht bekend is moet deze worden ontbonden in een verticale en een schuine kracht. De hoek van de schuine kracht is 28 graden.

$$\text{Diagonaalkracht} = \frac{7,37}{\cos 28} = 8,35 \text{ kN}$$

$$\text{Verticalekracht} = \sqrt{8,35^2 - 7,37^2} = 3,93 \text{ kN}$$

Gevel as c

Nu de horizontale kracht bekend is moet deze worden ontbonden in een verticale en een schuine kracht. De hoek van de schuine kracht is 28 graden.

$$\text{Diagonaalkracht} = \frac{13,32}{\cos 20} = 14,17 \text{ kN} \rightarrow \text{Maatgevend}$$

$$\text{Verticalekracht} = \sqrt{14,17^2 - 13,32^2} = 4,83 \text{ kN}$$

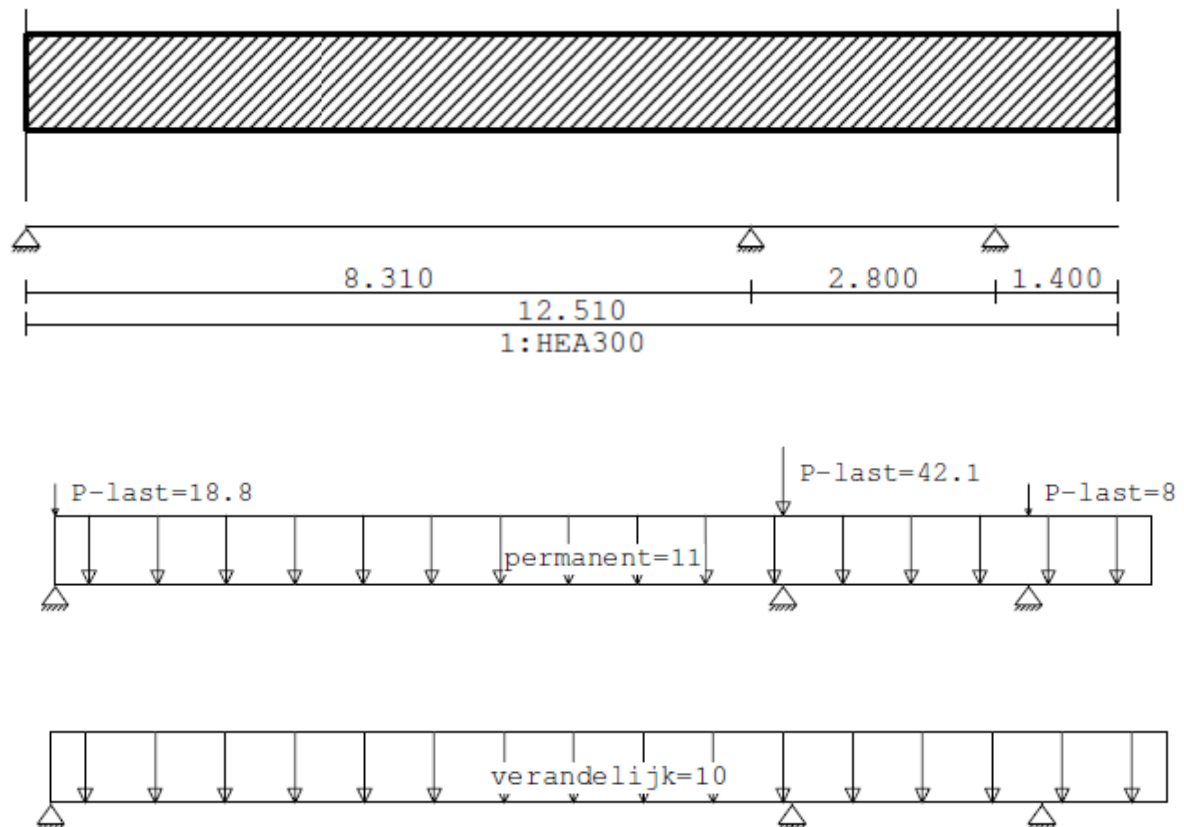
7.2 Berekening ligger 1

Nadat er één liggerprofiel was uitgerekend met Technosoft bleek dat het tweede steunpunt (Kolom P) erg veel belasting naar zich toetrok. Hier is in het eerste deel van het onderzoek geen rekening mee gehouden.

Er moet dus worden bepaald welke breedte van de belasting op een bepaald steunpunt komt, deze breedtes kunnen vervolgens worden ingevoerd in de gewichtsberekening. Hieruit kan bepaald worden wat de fundering aan extra belasting zou moeten opnemen en of de bestaande fundering deze belasting kan dragen.

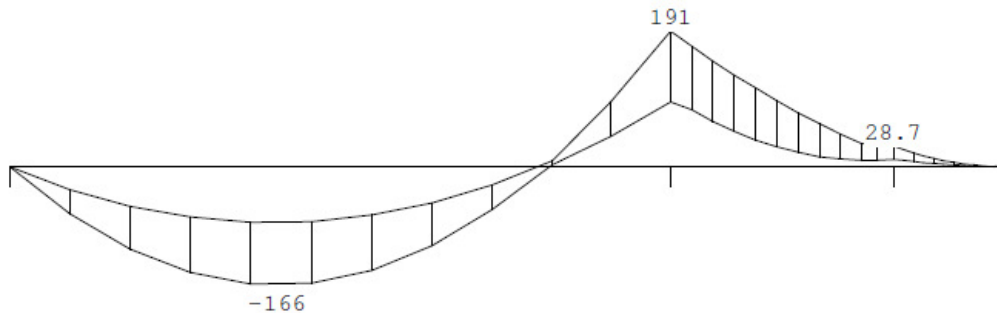
De ligger waarmee de effectieve breedte wordt bepaald, is de maatgevende ligger, er wordt nergens een steunpunt meer belast dan bij deze ligger.

Hieronder staan de invoer- en uitvoerschema's vanuit Technosoft.



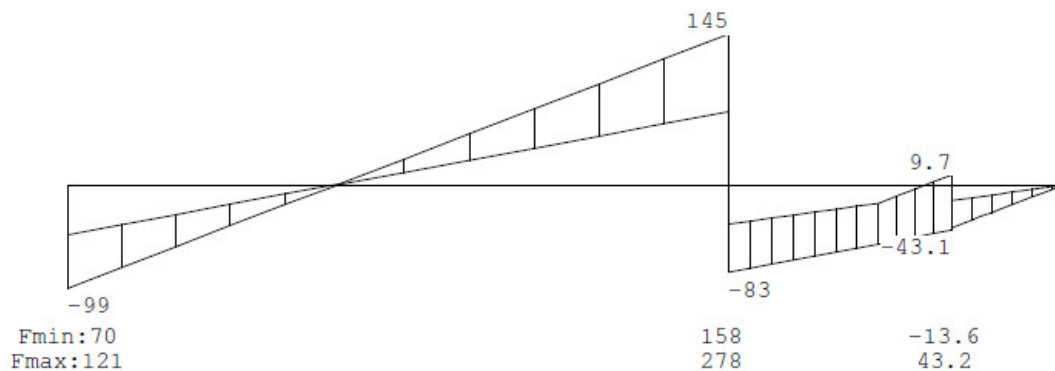
MOMENTEN

Fundamentele combinatie



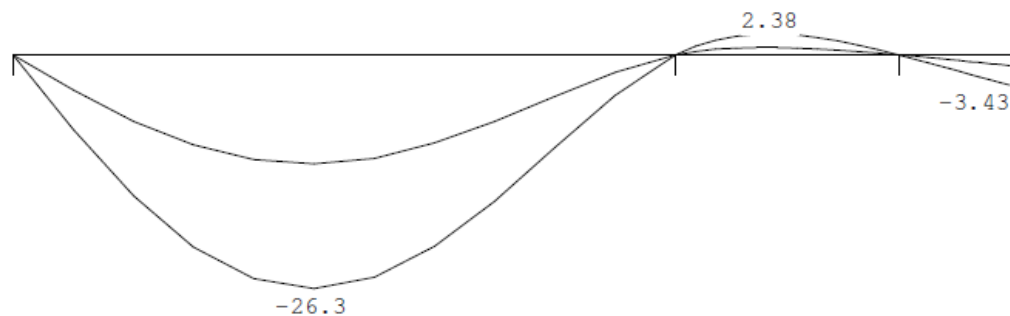
DWARSKRACHTEN

Fundamentele combinatie



VERPLAATSINGEN [mm]

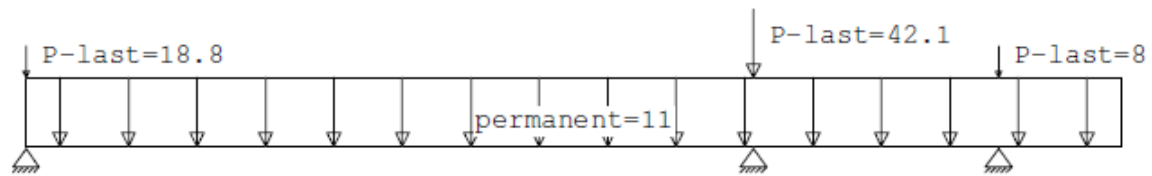
Fundamentele combinatie



Zoals te zien is wordt erg veel belasting naar het tweede steunpunt getrokken. Eveneens treedt er trek op bij het laatste steunpunt, dit is ook niet gewenst. Maar er wordt eerst getoetst als de fundering de belasting die in het tweede steunpunt ontstaat kan dragen en als de bestaande kolom deze belasting kan dragen. Hiervoor moet eerst de effectieve breedte worden bepaald.

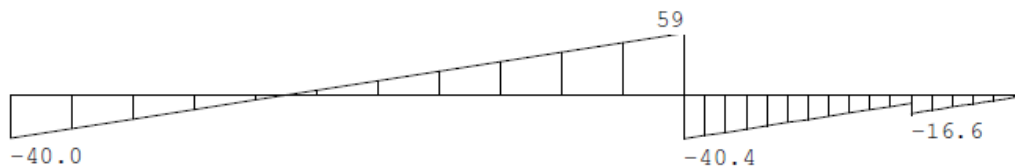
7.2.1 Bepaling effectieve breedte

De effectieve breedte wordt bepaald aan de hand van de permanente belasting, dit met als reden dat bij de veranderlijke belasting een momentane factor is meegenomen en hierdoor kunnen niet de effectieve breedtes worden bepaald. Hieronder staan de schema's die horen bij de permanente belasting.



DWARSKRACHTEN

Permanente belasting



F:59

141

17.5

De reactiekrachten zoals die hierboven staan zijn de afgeronde waarden.

Om de effectieve breedte te bepalen moeten van de reactiekrachten de puntlasten worden afgetrokken, zie tabel hieronder.

1	$58,77 - 18,8 =$	39,97kN
2	$141,29 - 42,1 =$	99,19kN
3	$17,51 - 8 =$	9,51kN

Om de breedte te bepalen moeten de waarden in de laatste kolom gedeeld worden door gelijkmatige permanente belasting (11 kN).

$$\frac{39,97}{11} = 3,63m$$

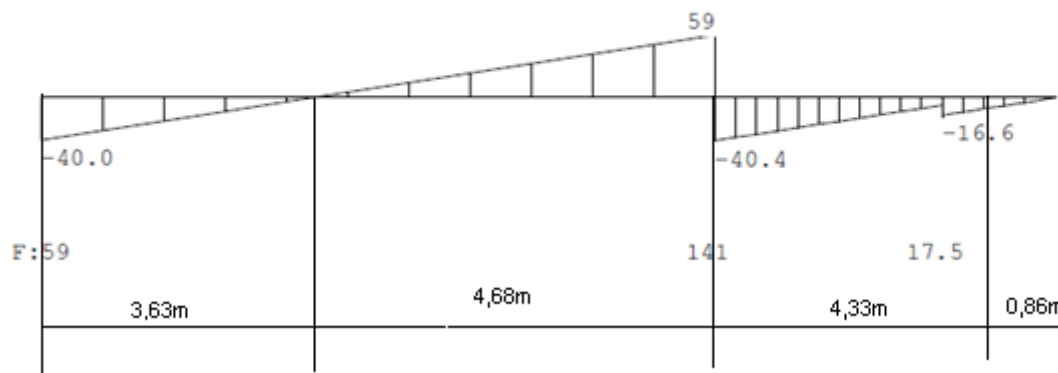
$$\frac{99,19}{11} = 9,01m$$

$$\frac{9,51}{11} = 0,86m$$

$$\frac{9,51}{11} = 0,86m$$

DWARSKRACHTEN

Permanente belasting



Nu de effectieve breedtes van de belastingen die op de steunpunten bekend zijn, worden deze ingevoerd in de gewichtsberekening.

7.2.2 Gewichtsberekening

De breedtes zijn hieronder ingevoerd in de gewichtsberekening, dit is puur gedaan voor de tweede steunpunt (midden kolom), omdat deze de meeste problemen geeft.

Krachten op midden kolom							
Verdieping	Lengte	Breedte	OPP	BGT	BGT tot	UGT	UGT tot
Dak	9	4	36	1,17	42,12	0,732	26,352
Beganegrond	9	4	36	6,17	222,12	5,68	204,48
					264,24	kN	230,832
							kN

Zoals te zien is komen de belastingen niet met elkaar overeen. Dit komt doordat de NEN 6702 zegt dat er maar één verdieping in een kantoor gebouw volledig belast moet worden berekend, en de overige verdiepingen momentaan.

De liggers en kolommen dienen wel op elke verdieping de volledige belasting te kunnen dragen. Dit verklaart het verschil. Voor de fundering wordt er gerekend met een extra belasting van 230,8 kN per kolom.

7.2.3 Toetsing bestaande kolom met belasting

Kolom P

Hieronder staan de belasting waarop de kolom getoetst gaat worden.

Bestaande belasting		820,3 kN
Belasting tbv nieuwe afwerkvloer, 1 kn/m ² excl. veiligheidsfactor	Opp 22,6	22,6*1.2=27,1 kN
Belasting vanuit 1-laagse optopconstructie		230,8
Nieuwe belasting		1078,2 kN

De bestaande kolom is gewapend op een belasting van 820,3 kN. Met de nieuwe optopconstructie en de verbetering van de verdiepingsvloeren, moet de bestaande kolom een verticale belasting(N'd) kunnen hebben van 1078,2 kN.

Ook moet de bestaande constructie voldoen aan windbelasting, deze is als volgt;

$$P_{rep} = p_w * l * C_{index} * \gamma_q = 0,58 * 4 * (0,3 + 0,3) * 1,5 = 2,1 \text{ kN/m}^1$$

Prep = de windbelasting door druk, zuiging, wrijving, over – of onderdruk

Pw = extreme stuwdruk afhankelijk van de hoogte en de lokatie van het gebouw

l = breedte stramien

Cindex = windvormfactor (druk, zuiging, wrijving, over en onderdruk)

γq = belastingfactor voor veranderlijke belasting = 1,5 (wind)

$$M = \frac{1}{8} * q * l^2 = \frac{1}{8} * 2,1 * 3,75^2 = 3,7 \text{ kNm}$$

M = Moment

q = Gelijkmatige belasting (*Prep*)

l = Hoogte kolom

De waarde van 3,7 kNm wordt op de kolom als moment op het midden gezet.

Vanuit de bestaande berekening komen deze verdere gegevens;

- Kolom afmeting 440x300 mm;
- Kolom lengte 3750 mm;
- Betonkwaliteit B25;
- Wapeningstaal kwaliteit FEB220;
- Toegepaste wapening: 3Ø25 + 4Ø30 (2 zijdig)



De afmetingen, belastingen en de overige gegevens die hierboven staan beschreven zijn ingevoerd in Technosoft kolomwapening, en deze geeft de volgende uitkomsten. De uitkomsten staan vermeld in de bijlage: 12.21

Vanuit de uitkomsten valt te zeggen dat er ruim voldoende wapening inzit. Er dient volgens de berekening minimaal $678,6 \text{ mm}^2$ wapening te worden toegepast en er is 4299 mm^2 wapening toegepast.

7.2.4 Funderingsberekening

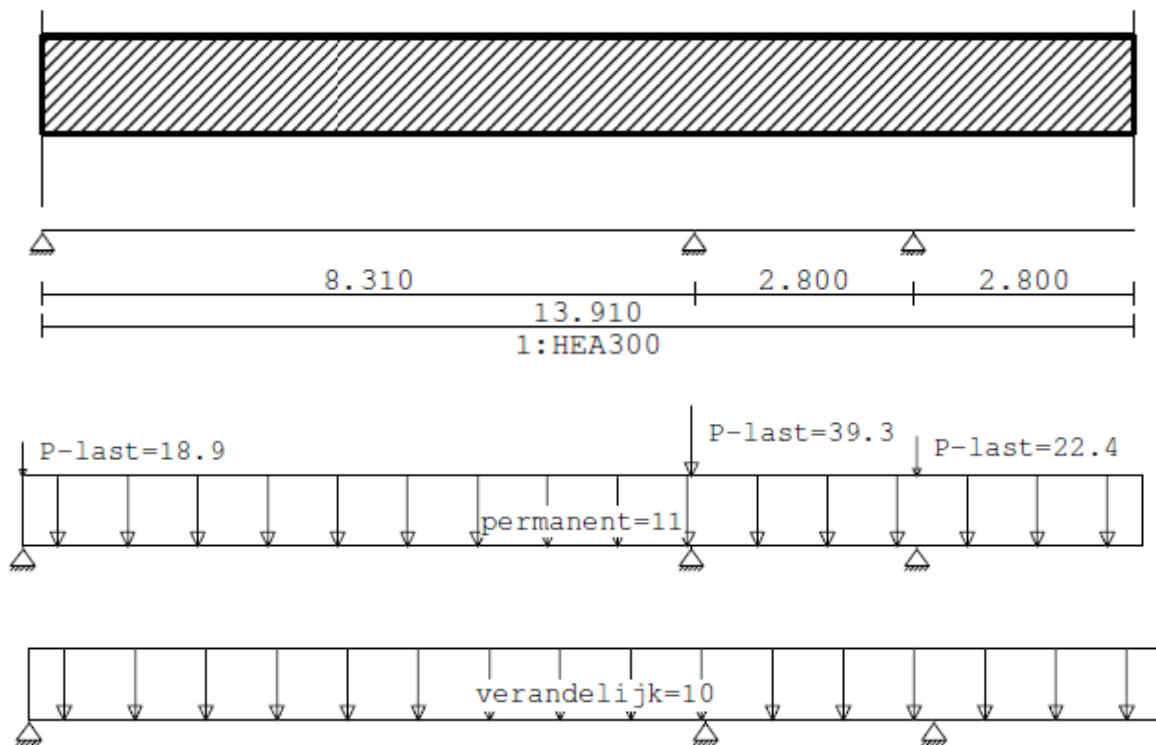
Bij toetsing staalconstructie blijkt dat kolom P zwaarder wordt belast dan aangenomen. Daardoor voldoet de fundering niet op gedraineerd gedrag. Er moet dus een oplossing worden gevonden om de belasting op het tweede steunpunt te reduceren. Er is als oplossing voor dit probleem gekozen om het overstek van 1,4 meter te verlengen. Hierdoor wordt kolom P (het tweede steunpunt) en de fundering ontlast en krijgt het laatste steunpunt meer belasting, er wordt een gunstiger steunpuntsmoment verkregen. Eveneens was het niet ideaal dat er trek in de laatste kolom zit.

Zie Bijlage 12.20 (Excel)

7.3 Ligger 1 tweede berekening

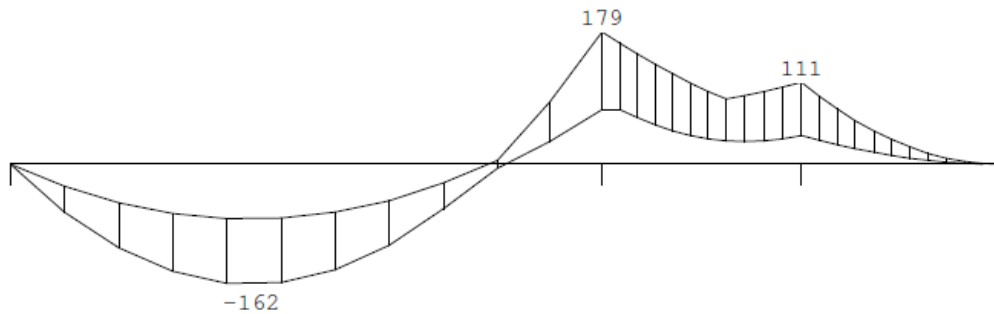
Nu blijkt dat de eerste berekening niet voldoet moet het overstek dus verlengt worden. Met een aantal keer verlengen voldeed de volledige berekening. Het overstek wordt verlengt met 1,4m. Op de volgende pagina's is de uitwerking hiervan te vinden.

Hieronder zijn de invoer- en uitvoerschema's vanuit technosoft te zien.



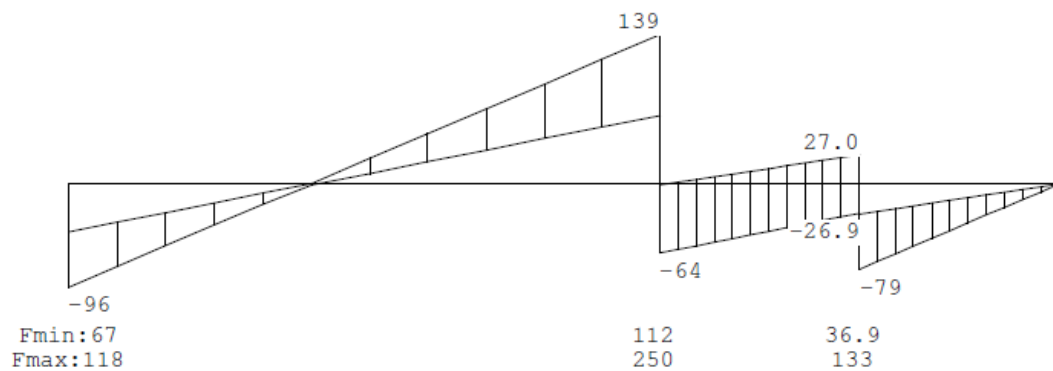
MOMENTEN

Fundamentele combinatie



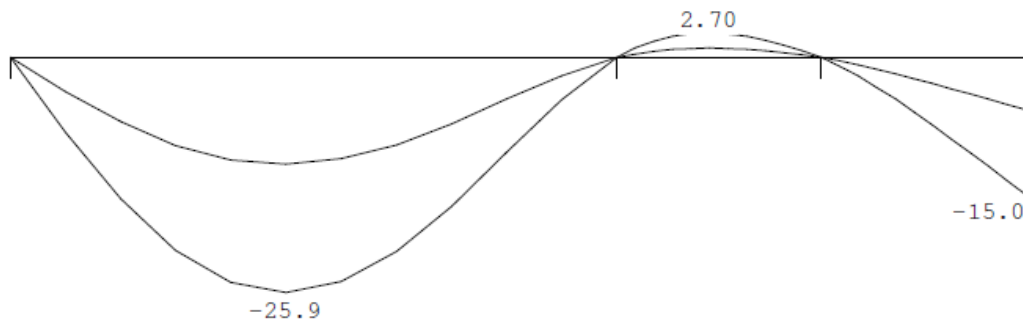
DWARSKRACHTEN

Fundamentele combinatie



VERPLAATSINGEN [mm]

Fundamentele combinatie

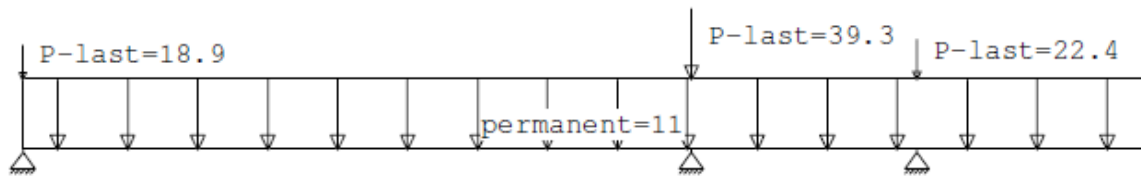


Zoals op de afbeeldingen van hierboven te zien wordt de reactiekracht die in het tweede steunpunt ontstaat al een stuk minder. Eveneens is er ook geen trek meer in het derde steunpunt.

Ook van deze ligger wordt de effectieve breedte bepaald.

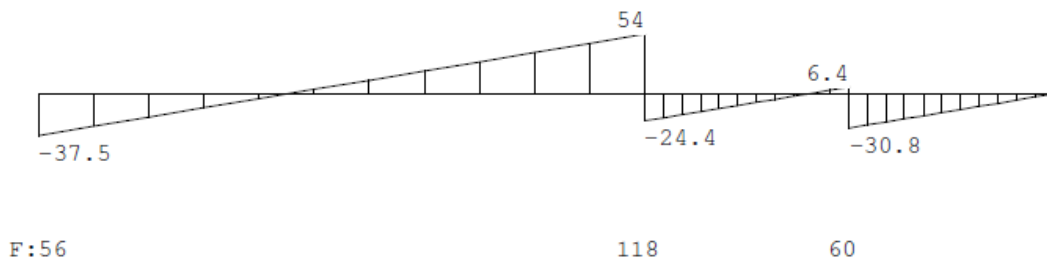
7.3.1 Bepaling effectieve breedte

Hieronder staan de schema's die nodig zijn bij de berekening van de effectieve breedte.



DWARSKRACHTEN

Permanente belasting



De reactiekrachten zoals die hierboven staan zijn de afgeronde waarden.

Om de effectieve breedte te bepalen moeten van de reactiekrachten de puntlasten worden afgetrokken, zie tabel hieronder.

1	56,39 - 18,9 =	37,49kN
2	117,62 - 39,3 =	78,32kN
3	59,61 - 22,4 =	37,21kN

Om de breedte te bepalen moeten de waarden in de laatste kolom gedeeld worden door gelijkmatige permanente belasting (11 kN).

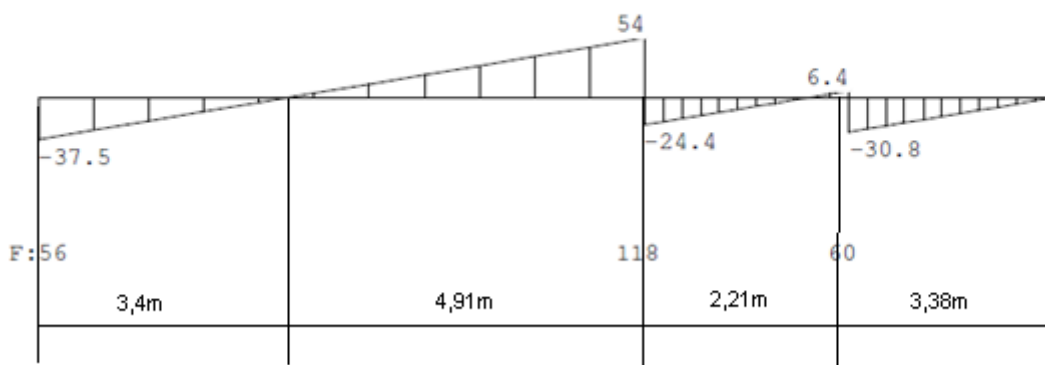
$$\frac{37,49}{11} = 3,4m$$

$$\frac{78,32}{11} = 7,12m$$

$$\frac{37,21}{11} = 3,38m$$

DWARSKRACHTEN

Permanente belasting



Nu de effectieve breedtes van de belastingen die op de steunpunten bekend zijn, worden deze ingevoerd in de gewichtsberekening.

7.3.2 Gewichtsberekening

De breedtes zijn hieronder ingevoerd in de gewichtsberekening, dit is puur gedaan voor de tweede steunpunt (midden kolom), omdat deze de meeste problemen geeft.

Krachten op midden kolom							
Verdieping	Lengte	Breedte	OPP	BGT	BGT tot	UGT	UGT tot
Dak	7,12	4	28,48	1,17	33,3216	0,732	20,84736
Beganegrond	7,12	4	28,48	6,17	175,7216	5,68	161,7664
					209,0432	kN	182,6138

Er wordt gerekend met een extra belasting van 182,6 kN. Van de overige twee steunpunten(kolommen) is deze als volgt.

Krachten op gevel kolom binnenzijde							
Verdieping	Lengte	Breedte	OPP	BGT	BGT tot	UGT	UGT tot
Dak	3,4	4	13,6	1,17	15,912	0,732	9,9552
Beganegrond	3,4	4	13,6	6,17	83,912	5,68	77,248
					99,824	kN	87,2032

Krachten op eind kolom							
Verdieping	Lengte	Breedte	OPP	BGT	BGT tot	UGT	UGT tot
Dak	3,38	4	13,52	1,17	15,8184	0,732	9,89664
Beganegrond	3,38	4	13,52	6,17	83,4184	5,68	76,7936
					99,2368	kN	86,69024

7.3.3 Toetsing bestaande kolom met belasting

Kolom P

Hieronder staan de belasting waarop de kolom getoetst gaat worden.

Bestaande belasting		820,3 kN
Belasting tbv nieuwe afwerkvloer, 1 kn/m ² excl. veiligheidsfactor	Opp 22,6	22,6*1.2=27,1 kN
Belasting vanuit 1-laagse optopconstructie		182,6
Nieuwe belasting		1030 kN

De bestaande kolom is gewapend op een belasting van 820,3 kN. Met de nieuwe optopconstructie en de verbetering van de verdiepingsvloeren, moet de bestaande kolom een verticale belasting(N'd) kunnen hebben van 1030 kN.

Ook moet de bestaande constructie voldoen aan windbelasting, deze is als volgt;

$$P_{rep} = p_w * l * C_{index} * \gamma_q = 0,58 * 4 * (0,3 + 0,3) * 1,5 = 2,1 \text{ kN/m}^1$$

Prep = de windbelasting door druk, zuiging, wrijving, over – of onderdruk

Pw = extreme stuwdruk afhankelijk van de hoogte en de lokatie van het gebouw

l = breedte stramien

Cindex = windvormfactor (druk, zuiging, wrijving, over en onderdruk)

γq = belastingfactor voor veranderlijke belasting = 1,5 (wind)

$$M = \frac{1}{8} * q * l^2 = \frac{1}{8} * 2,1 * 3,75^2 = 3,7 \text{ kNm}$$

M = Moment

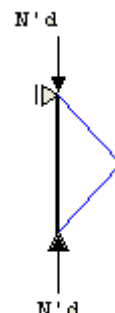
q = Gelijkmatige belasting (*Prep*)

l = Hoogte kolom

De waarde van 3,7 kNm wordt op de kolom als moment op het midden gezet.

Vanuit de bestaande berekening komen deze verdere gegevens;

- Kolom afmeting 440x300 mm;
- Kolom lengte 3750 mm;
- Betonkwaliteit B25;
- Wapeningstaal kwaliteit FEB220;
- Toegepaste wapening: 3Ø25 + 4Ø30 (2 zijdig)



De afmetingen, belastingen en de overige gegevens die hierboven staan beschreven zijn ingevoerd in Technosoft kolomwapening, en deze geeft de volgende uitkomsten. De uitkomsten staan vermeld in de bijlage 12.22 en 12.24.

Vanuit de uitkomsten valt te zeggen dat er ruim voldoende wapening inzit. Er dient volgens de berekening minimaal $678,6 \text{ mm}^2$ wapening te worden toegepast en er is 4299 mm^2 wapening toegepast.

De overige kolommen voldoen ook, de belastingen zijn minder of iets meer geworden en zoals te zien in dit hoofdstuk is de marge enorm, aangezien er veel meer wapening is toegepast dan nodig.

7.3.4 Funderingsberekening

De belastingen die hierboven zijn bepaald, zijn ingevoerd in de excelsheet bijlage 12.23/25/26/27.

Zoals te zien is voldoet de fundering, ter hoogte van het tweede steunpunt(kolom P). De belastingen voor de overige kolommen zijn als volgt;

Kolom R

Hieronder staan de belasting waarop de kolommen getoetst gaan worden.

Bestaande belasting		737,1 kN
Belasting tbv nieuwe afwerkvloer, 1 kn/m^2 excl. veiligheidsfactor	Opp 17 m^2	$17 \cdot 1,2 = 20,4 \text{ kN}$
Belasting vanuit 1-laagse optopconstructie		87,2 kN
Nieuwe belasting		844,7 kN

De belasting mag worden gedeeld door 2, zoals in hoofdstuk 6 is bepaald. Deze wordt dan 422,35 kN.

Kolom P2

Hieronder staan de belasting waarop de kolom getoetst gaat worden.

Bestaande belasting		820,3 kN
Belasting tbv nieuwe afwerkvloer, 1 kn/m^2 excl. veiligheidsfactor	Opp 22,6	$22,6 \cdot 1,2 = 27,1 \text{ kN}$
Belasting vanuit 1-laagse optopconstructie		89,7
Nieuwe belasting		934,1 kN

De belasting mag worden gedeeld door 2, zoals in hoofdstuk 6 is bepaald. Deze wordt dan 467,05 kN.

Kolom R2

Hieronder staan de belasting waarop de kolommen getoetst gaan worden.

Bestaande belasting

737,1 kN

De belasting mag worden gedeeld door 2, zoals in hoofdstuk 6 is bepaald. Deze wordt dan 368,55 kN.

7.4 Conclusie optopconstructie

Het gebouw kan opgetopt worden met één verdieping. Voor de staalconstructie is gekozen voor HEA staalprofielen vanwege de bredere opleglengte, verder was een reden dat men deze profielen vrij makkelijk brandwerend kan bekleden. U kunt alle berekeningen van de ongunstigste liggers en kolommen vinden in de bijlagen. De belastingen die hier op zijn aangebracht kunt u vinden in hoofdstuk 5 gewichtsberekening.

Voor de draagstructuur van de nieuwbouw zijn de stramienmaten overgenomen van de oude hoofddraagstructuur. Om de belasting van de nieuwbouw over te brengen via de bestaande constructie naar de fundering, zijn op het oude dak staalkolommen geplaatst op de bestaande betonnen kolommen van de bestaande draagstructuur. Per ligger houden drie 'poten' de nieuwbouw zo'n 500 mm boven het oude dak omhoog. De poten van staalprofielen worden op een voetplaat gemonteerd en waterdicht afgeplakt. Het bestaande dak blijft gehandhaafd.

De profielen voor het dak zijn voor de lengterichting HE180A en over de breedte HE100A. Hier en daar zit er wel een afwijking in de belasting die de profielen moeten dragen. Er is gekozen om het ongunstigste geval eruit te halen en deze bij alle liggers toe te passen zodat er niet veel profielverschillen zijn. Maar zeker 90% van de profielen kwam uit op een HE100A of HE180A.

Bij de kolommen voldoet een HE120A profiel om de belasting van het dak en wind te kunnen overdragen naar de bestaande constructie.

De vloerliggers worden het meest belast vanwege de kolommen die als puntlast werken op de liggers verder zit er bij deze meer belasting vanwege de staalframe vloer en de scheidingswanden. Over de lengte richting van de vloerliggers is een HE300A toegepast bij alle liggers in de breedte is een HE160A toegepast.

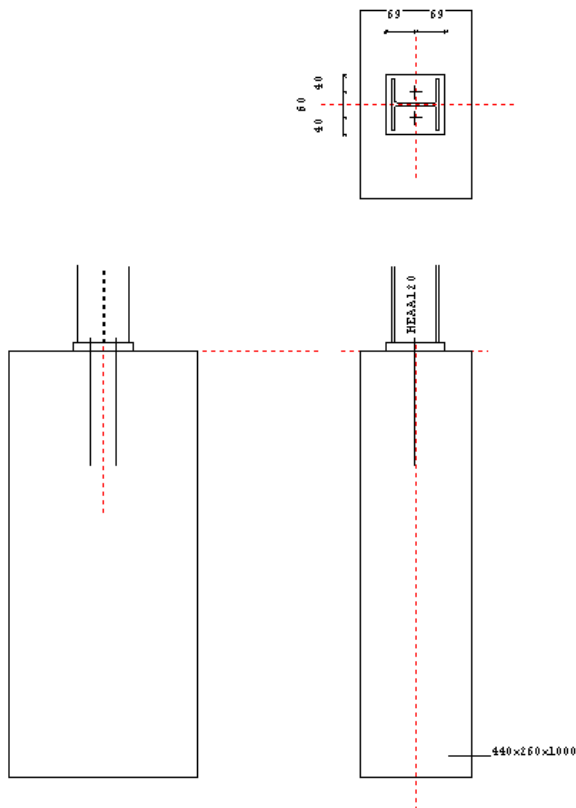
Voor een duidelijk overzicht bij dit verhaal zie de tekeningen en berekeningen in bijlage 12.28 t/m 12.32.

7.5 Detail berekening

7.5.1 Berekening aansluiting bestaand en nieuwbouw

Ook dient de aansluiting van de nieuwe staalconstructie met de bestaande hoofddraagconstructie berekend te worden.

De berekening wordt uitgevoerd met Technosoft verbindingen, hieronder is een schematische weergave te zien van de invoer;



Figuur 7.6.1 schematische weergave verbinding bestaand en nieuw

Er is gekozen voor een voetplaat die net iets groter is als de breedte afmetingen van het de staal kolom, zodat de verticale kracht goed verdeeld wordt over het oppervlakte van de beton kolom.

De verticale kracht is 232,62 kN en komt vanuit de gewichtsberekening.

Ook treedt er een horizontale kracht op door het gevolg van wind, uit deze horizontale kracht ontstaat ook een moment, deze zijn ook meegenomen in de berekening.

De horizontale kracht komt uit de berekening van de stabiliteit en is 9,7 kN.

De uitkomsten zijn als volgt;

- Voetplaat 140*140*20;
- 2 ankers M16 kwaliteit 4.6 met een lengte van 300 mm;
- De verbinding voldoet.

Voor de overige uitkomsten wordt verwezen naar bijlage 12.33.

7.5.2 Berekening windverbanden

Eerder is al de stabiliteit bepaald, om de stabiliteit te waarborgen dienen er stabiliteitsverbanden te worden aangebracht. Aangezien de verschillen in de krachten bij stabiliteit dermate klein zijn wordt er gerekend met de hoogste kracht en het profiel dat daaruit voort komt, wordt overal toegepast.

$$A = \frac{F}{\sigma} = \frac{14,17 * 10^3}{235} = 60,3 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{M12}(84\text{mm}^2)$$

Er wordt een M12 staaf toegepast met een wartel, met de wartel is het mogelijk om de staaf op spanning te brengen. Hieronder is een afbeelding te zien van de principe van een wartel.



8. Berekening begane grond

In het hoofdstuk functievergelijking is bepaald dat op de begane grond een winkelfunctie moest komen, maar de bestaande vloer is niet sterk genoeg. De nieuwe vloer dient een vloer op zand te zijn, deze kan hoge gelijkmatige belastingen dragen, zonder dat de vloer erg veel kost en dat er veel wapening toegepast moet worden.

Om een vloer op zand te kunnen toepassen dient de bestaande begane grondvloer verwijderd te worden. Het grootste deel zijn betonvloeren met daarin houten liggers verwerkt, deze zijn relatief makkelijk te verwijderen. Er is ook een deel met al vloeren op zand, bij deze vloeren dient onderzocht te worden als ze voldoende draagkrachtig zijn, als ze dat niet zijn dienen ze verwijderd te worden.

8.1 Berekening vloer op zand

Aangezien de belastingen overal gelijkmatig zijn en er overal gelijkmatig een zandpakket onder zit, worden de belastingen rechtstreeks afgedragen aan de grond, er ontstaan dus geen momenten.

Omdat er geen momenten ontstaan hoeft er theoretisch geen wapening te worden toegepast. Gekozen is voor een 200 mm dikke vloer. Praktisch wordt er gekozen voor $\varnothing 8 - 150$ voor boven en onder, dit om scheurvorming te voorkomen, ook eventuele puntlasten die ontstaan door de inrichting kunnen hiermee worden opgevangen.

In bijlage 12.34 is een berekening te vinden vanuit Technosoft wat het bovenstaande verhaal onderbouwd. Er is getoetst op een gelijkmatige belasting van 10 kN/m^2 , deze is ruim boven de eis van een winkel en opslagruimte die minimaal 5 kN/m^2 eist, deze belasting voldoet.

9. Brandwerende bekleding

In hoofdstuk overige eisen aan hoofdonderzoek is bepaald dat de hoofddraagconstructie van het nieuw te bouwen gedeelte minimaal 60 min brandwerend dient te zijn.

Als hoofddraagconstructie is gekozen voor staal, staal is van zichzelf niet lang brandwerend en dient beschermt te worden, dit kan gebeuren d.m.v. coating of brandwerende bekleding, aangezien de liggers en kolommen later niet in het zicht hoeven te zijn, is gekozen voor brandwerende bekleding.

Brandwerende bekleding is te krijgen bij verschillende fabrikanten, het is aan de aannemer of architect te bepalen welke ze willen toepassen, als er maar aan de eis van 60 min wordt voldaan.

Voor dit project is gekozen voor promatect-H, op de website zijn de volgende gegevens ingevuld;

- Hoeveel minuten brandwerend;
- Type bekleding;
- Type profiel;
- Ligger of kolom;
- Aantal zijden bekleed.

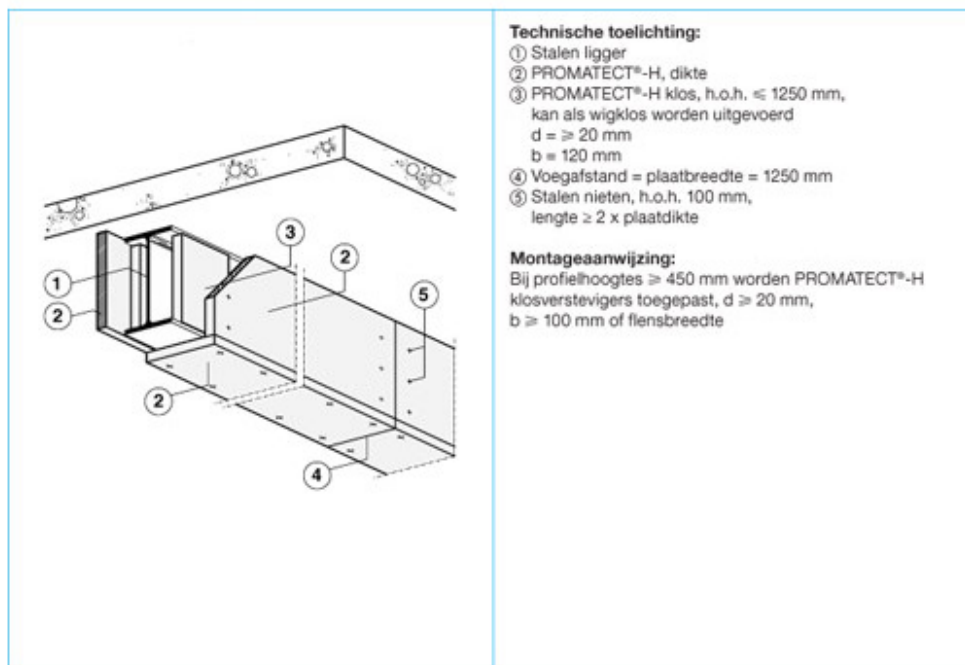
Hieruit komen de volgende gegevens voor de liggers;

Minimaal toe te passen dikte:

12 mm

Testrapportnummer:

TNO 97 - CVB - R0707 (Rev. 1)



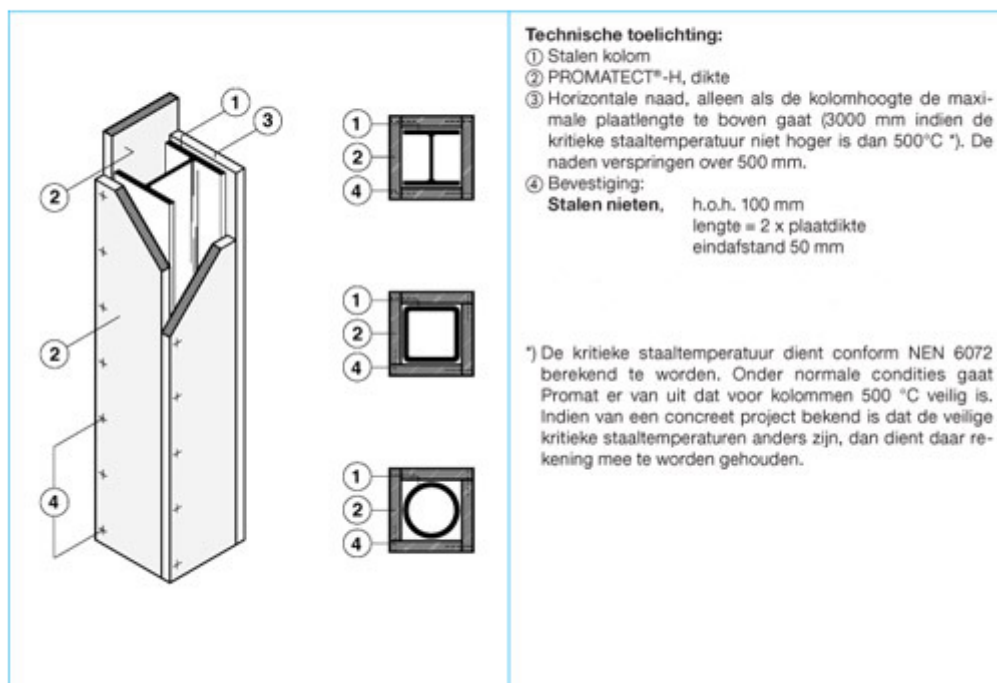
En voor de kolommen.

Minimaal toe te passen dikte:

20 mm

Testrapportnummer:

TNO 97 - CVB - R0707 (Rev. 1)



Als de hierboven beschreven bekleding op de door fabrikant omschreven werkmethode wordt toegepast wordt een minimale brandwerendheid gehaald van 60 min.

10. Afsluiting

Uit het rapport zijn de volgende punten gebleken;

- De kwaliteit van de hoofddraagconstructie heeft een minimale kwaliteit van C20/25 en is daarom geschikt als hoofddraagconstructie;
- De hoofddraagconstructie vertoont visueel weinig gebreken;
- De volgende gebruiksfuncties zijn gekozen; winkels voor de begane grond en kantoren voor de bestaande verdiepingen en de nieuw te bouwen verdiepingen;
- De hoofddraagconstructie van de nieuw te maken verdiepingen wordt berekend als een staalskelet met de redenen; licht van gewicht, er kunnen grote overspanningen worden gemaakt met relatief kleine profielen, flexibel tijdens de gebruiksfase;
- Aangezien de begane grond nog niet sterk genoeg is voor een winkelfunctie, wordt deze versterkt.
- Het blijkt dat de "Oude Ambachtsschool kan worden opgetopt met 1 verdieping, welke wordt uitgevoerd wordt in een staalskeletconstructie.
- De bestaande begane grondvloer wordt verwijderd en er komt een nieuwe vloer op zand welke sterk genoeg is.

11. Literatuurlijst

Literatuur

Jansen, C van (2006). Professioneel communiceren. Martinus Nijhof.

Jellama serie. ThiemeMeulenhoff

Bouwen met staal 'Optoppen met staalframebouw'

Bouwen met staal 'Bewoond optoppen'

Huybregts Systeembouw Onderzoek Dakopbouw Woningcorporaties

Van der voort, T. (2007). Transformatie van kantoorgebouwen. Uitgeverij 010

Websites

DTZ zadelhof. <http://www.dtz.nl/>

DOAS. <http://www.doas.nl>

Woonbond. <http://www.woonbond.nl/>

ESBI huis <http://www.esbihuis.nl>

Bouwwereld. Optoppen: een vorm van verbouwen.

<http://www.bouwwereld.nl/1010792/Een-project-uitgebreid/Optoppen-een-vorm-van-verbouwen.htm>

Cementbeton.nl. Terugslaghamer. <http://www.cementenbeton.nl/t-content/terugslaghamer.html>

Personen

Ing. A. Dolfing van Chistelijke Hogeschool Windesheim

Dhr. J.D. van Wijk van Chistelijke Hogeschool Windesheim

Ir. J.J. Udding van Pieters Bouwtechniek

Ing. D. Slagter van Pieters Bouwtechniek



12. Bijlagen
