

DRAAGVERMOGEN VAN HISTORISCHE CONSTRUCTIES: EEN STERK VERHAAL



Dordrecht 2018

DRAAGVERMOGEN VAN HISTORISCHE CONSTRUCTIES: EEN STERK VERHAAL



Dordrecht 20 april 2018

Editor:
Els Verstrynge
Kris Brosens
Rob van Hees

NEDERLAND

TU Delft – Faculteit Bouwkunde t.a.v. Wido Quist | Postbus 5043 | NL-2600 GA Delft
T: +31 (0)639251159 | E: w.j.quist@tudelft.nl
Bank: NL31ABNA0427726158

VLAANDEREN

KULeuven t.a.v.Kristine Loonbeek | Kasteelpark Arenberg 40 bus 2448 | B-3001 Heverlee
T: +32 (0)16321654 E: Kristine.Loonbeek@kuleuven.be
Bank: BE52738027352709

PROGRAMMA

- 09.00 Ontvangst en registratie**
- 09.45 Welkom en opening**
*Rob van Hees, voorzitter WTA Nederland-Vlaanderen
Michiel van Hunen, Rijksdienst voor het Cultureel Erfgoed*
- 10.00 Historische evoluties in draagsystemen van gebouwen**
Dionys van Gemert, KU Leuven
- 10.30 Sterktebeoordeling van bestaande betonconstructies op basis van probabilistische en semi-probabilistische methoden: principes, ontwikkelingen en uitdagingen**
Robby Caspee, UGent
- 11.00 Koffie- en theepauze**
- 11.30 Restauratie metalen brugconstructies**
Bas de Ruiter / Dirk van der Tol, Iv-Infra b.v.
- 12.00 Uitreiking WTA NL-VL Monumenten studieprijs 2017**
- 12.30 Lunch**
- 13.00 Algemene ledenvergadering (alleen voor leden WTA)**
- 13.30 Wandeling langs diverse historische bruggen**
Ton Keesmaat, Iv-Infra b.v.
- 14.15 Beoordeling van het draagvermogen van bestaande constructies in metselwerk**
Els Verstrynghe, KU Leuven
- 14.45 Sterk(t)e staaltjes van hout in monumenten**
Jan de Jong, TNO
- 15.15 Koffie- en theepauze**
- 15.45 Tenminste Houdbaar Tot**
André de Prouw, Constructiebureau de Prouw
- 16.15 Praktijkcases beschouwd vanuit een ingenieursstandpunt**
Timo Deckers, Triconsult
- 16.45 Afsluiting en drankje ten afscheid**

VOORWOORD

Onlangs stortte een pand in de historische binnenstad van Venlo zomaar in; de aanwezige bewoner kon zich op het nippertje in veiligheid brengen; mogelijke oorzaak van de instorting waren bouwactiviteiten in de directe omgeving.

In het geheel van de conservering van ons erfgoed speelt het draagvermogen van historische bouwconstructies een belangrijke rol. Soms is het gewenst om inzicht te krijgen in het resterend draagvermogen uit het oogpunt van gevaar op instorten, door bijvoorbeeld (bouw)activiteiten in de omgeving of in belendende panden. Meer inzicht kan ook nodig zijn om te bepalen of een nieuwe functie in een bestaand gebouw kan worden opgenomen: wellicht zijn versterkende maatregelen nodig alvorens die nieuwe functie acceptabel is.

Ook in gebieden waar de belastingssituatie door omgevingsfactoren verandert, is het verkrijgen van meer inzicht in het draagvermogen van bestaande constructies van groot belang. Denk aan historische gebouwen in aardbevingsgebieden of in zones waar in het verleden mijnbouw plaatsvond....

Op 20 april 2018 organiseerde WTA NL-VL te Dordrecht een studiedag betreffende het draagvermogen van historische constructies.

De behandelde onderwerpen variëren van de historische ontwikkeling van draagconstructies van gebouwen tot ervaringen vanuit wetenschap en praktijk met het draagvermogen van historische constructies in metselwerk, beton, hout en staal. Ook komen ervaringen uit enkele praktijkcases aan de orde.

Voor u ligt de syllabus van deze studiedag, waarin u de diverse bijdragen met hun achtergronden verder kunt bekijken.

Prof. Rob van Hees
Voorzitter WTA NL VL

INHOUDSOPGAVE

Dionys Van Gemert
Els Verstrynge
Sven Ignoul

Historische evoluties in draagsystemen van gebouwen.

Robby Caspee
Wouter Botte

Sterktebeoordeling van bestaande betonconstructies op basis van probabilistische en semi-probabilistische methoden: principes, ontwikkelingen en uitdagingen.

Bas de Ruiter
Dirk van der Tol

Restauratie metalen brugconstructies.

Giovanni Borsoi

Nanostructured lime-based materials for the conservation of calcareous substrates.

Els Verstrynge
Dionys Van Gemert

Beoordeling van het draagvermogen van bestaande constructies in metselwerk.

Jan de Jong
Nancy Westerlaken

Sterk(t)e staaltjes van hout in monumenten.

André de Prouw

Tenminste Houdbaar Tot.

Timo Deckers
Kristof Verreydt
Kris Brosens
Dionys Van Gemert

Praktijkcases beschouwd vanuit een ingenieursstandpunt.

HISTORISCHE EVOLUTIES IN DRAAGSYSTEMEN VAN GEBOUWEN

Dionys Van Gemert, KU Leuven en Triconsult n.v.
Els Verstrynge, KU Leuven
Sven Ignoul, Triconsult n.v. en KU Leuven

Abstract

De historische evolutie van draagsystemen voor gebouwen in de Lage Landen wordt geschatst. Veranderende klimaatomstandigheden en maatschappelijke evoluties bepalen mede de gewijzigde woonvormen en de ermee samenhangende structurele inzichten en constructietechnieken. In de Lage Landen is hout het richtinggevende materiaal geweest, omwille van de ruime beschikbaarheid. De Romeinse tijd werd gekenmerkt door snelle evoluties en aanpassing en overname van constructietechnieken. Snelheid van uitvoering en duurzaamheid kenmerken Romeinse bouwwerken. De Karolingische Renaissance rond 800 AD betekende de heropleving van de bouwkunst in West-Europa. De industriële revolutie in de 18^{de} eeuw bracht de intrede van nieuwe materialen als ijzer en beton in de bouwtechniek, met materiaal-specifieke draagsystemen.

Keywords: draagsystemen, gebouwen, historische evolutie, hout, steen, metaal, beton

1. Inleiding

De historische evolutie van draagsystemen voor gebouwen is voor elke streek ter wereld onlosmakelijk verbonden met de evolutie van de bewoning in die streek. Bij beperking tot onze 'Lage Landen' heeft vooral de verbetering van het klimaat op het einde van de Laatste IJstijd, ongeveer 11.500 jaar geleden, geleid tot evoluerende woningvormen. Waar voordien de mensen in de koude periode (november tot april) in grotten en rotsspleten verbleven, ging men nu permanent wonen in tenten en hutten. De hutten evolueerden van kleine, kegelvormige bouwsels uit takken bedekt met dierenhuiden, graszoden en boomschors, tot grotere entiteiten [1]. In het eenvoudigste geval werden twee boomstammen in de grond geramd of gegraven. De stammen waren bovenaan gevorkt, zodat eenvoudig een dwarshout op de twee palen kon gelegd worden, Fig. 1. Zo ontstond een 'raam' of 'bok', welke al de grondvorm voorstelde voor alle latere vakwerk- en raamconstructies.

De nokbalk werd gedragen door aparte (gevorkte) palen. In vele gevallen werd de hut gebouwd in een kuil (kuilhuis), waarbij met vlechtwerk het inkalven van de zijwanden werd voorkomen. Ongeveer 6000 jaar geleden begon in de Lage Landen de Late Steentijd. Door stijging van de temperatuur en toenemende neerslag veranderden de steppen in een uitgestrekt 'Atlantisch woud', dat bijna geheel West-Europa bedekte. Ook wilde grassoorten, zoals wilde gerst en tarwe, groeiden op gunstige plaatsen. Vermits die maar gedurende enkele weken konden geoogst worden, moest daarvoor opslagruimte voorzien worden. De woningen kregen een uitgerekte, rechthoekige vorm, met breedte tot 6 m en lengte tot 30 m [1]. Deze evolutie duurde ongeveer van 4000 tot 500 BC. Fig. 2 toont een grondplan van dergelijk woonhuis, ook wel 'bandkeramisch' huis genoemd, omdat in die tijd ook hier het aardewerk (met spiraal- of bandvormige versiering) zijn intrede deed in het huishouden.

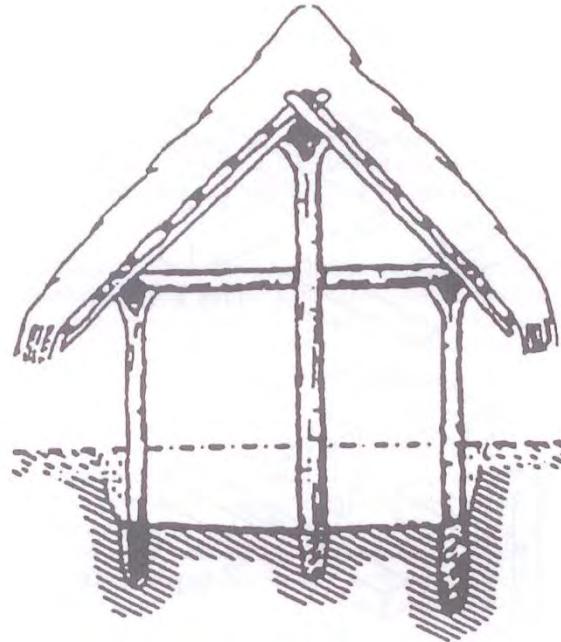


Fig. 1: Grondvorm van een kuilhuis (kelderwoning) [2]

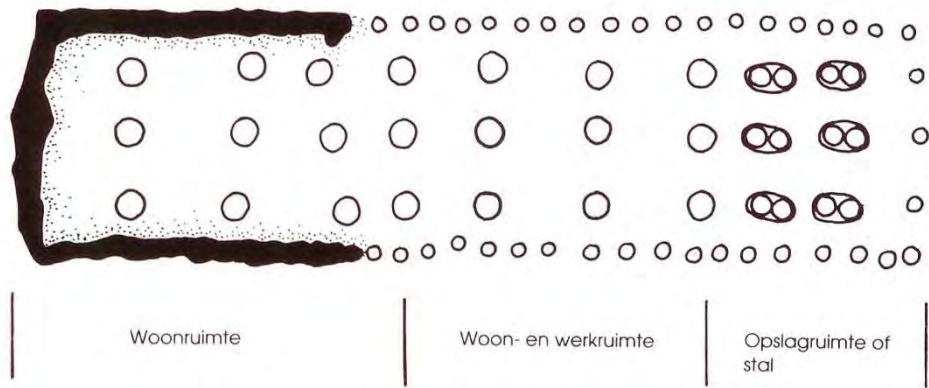


Fig. 2: Grondplan van een bandkeramische woning [1]

De schets in Fig. 1 laat al aanvoelen dat de paal in het midden storend is, en dat een kuil niet de aangenaamste verblijfplaats is. Ook onze voorouders hebben dat aangevoeld, en hebben gezocht naar meer geavanceerde raamvormen om deze nadelen te ondervangen. Het rechthoekig grondplan leende zich ook perfect tot een zekere standaardisatie van structurele elementen als spanten of bokken, gordingen, kepers. En de stap naar variatie in de lay-out van de spanten en van de binnenruimten is dan klein, Fig. 3.

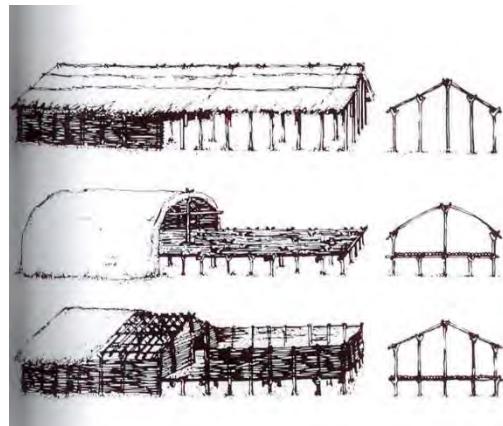


Fig. 3: Veranderde opstelling van posten en staanders geeft verschillende plattegronden [1]

Omstreeks 1500 BC breekt in Europa de Bronstijd aan, ongeveer duizend jaar later gevolgd door de IJzertijd [3]. Brons (koper-tin legering) en messing (koper-zink) werden gebruikt voor werktuigen als bijlen en beitels, die nu duurzamer en minder bros waren dan de stenen voorgangers. Ook nieuwe werktuigen werden ontwikkeld, zoals de zaag en de schaaf, die toelieten de houten stammen te bewerken.

Waar vóór de IJzertijd (ong. 500 BC in de Lage Landen) alle kruisende balken werden samengeknoopt met koorden of leren riemen, voldeden deze niet meer voor het samenhouden van de zware balken die nu in de grotere woningen, stallen en schuren werden toegepast. Daarvoor werden nu ijzeren spijkers, houten spijkers (toognagels) en houten spieën gebruikt. En vanaf 300 BC werd al ijzer gehard door toevoeging van koolstof aan het ijzeroppervlak. Met de ontwikkeling van metalen werktuigen, en zeker met het gebruik van ijzer, was het dan weer mogelijk om meer complexe en duurzamere verbindingen te maken tussen de structuur elementen, wat de functionaliteit van de gebouwen dan weer positief beïnvloedde, Fig. 4.

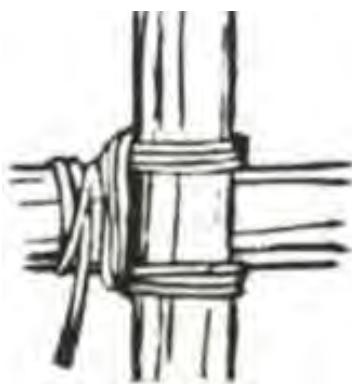


Fig. 4a: Kruissjorring [4]

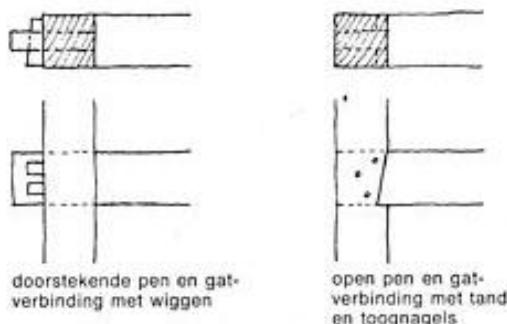


Fig. 4b: Pen en gat verbindingen [5]

Verder is het duidelijk dat de gebouwen getoond in Fig. 2 hun zijdelingse stijfheid uitsluitend ontleenden aan de inklemming van de staken in de bodem. Dat maakte dat deze gebouwen altijd wat ‘wiebelig’ waren. De verbeterde knopen boden toch al een iets betere weerstand tegen zijdelingse bewegingen. In langszin was het probleem minder erg, omdat de invulling met vlechtwerk met leemvulling toch een zekere stijfheid gaf.

Vanaf de IJzertijd (500 BC) ondergingen de woningen opmerkelijke verbeteringen. Door het gebruik van betere landbouwmethoden zoals het gebruik van de ploeg, trad er een werkherverdeling op tussen man en vrouw. De vrouw ging zich meer toeleggen op huiselijke

activiteiten, zodat de leefomstandigheden meer aandacht kregen, en dus ook technische verbeteringen moesten zorgen voor een groter wooncomfort. Zo werden reeds verschuifbare vensterramen gebruikt, overspannen met doorschijnende dierenhuiden. Met de groter wordende gemeenschappen, ging ook het materieel bezit een invloed hebben op de woonvorm, evenals het leiderschap op maatschappelijk en religieus gebied. Eenmaal ontstaan, zorgde deze leiderselite er wel voor om zichzelf in stand te houden [1]. Bij een leiderschap hoorde ook een grotere en rijkere woning. Dit leidde dan ook tot sterk regionaal getinte versieringen aan en siervormen van gebouwen.

Vanaf de IJzertijd werden de woningen meer permanent en werd gestreefd naar een verbeterd comfort dan wat het kuilhuis kon bieden. De woningen werden volledig bovengronds gebouwd, en gefundeerd op stenen sokkels, Fig. 5.

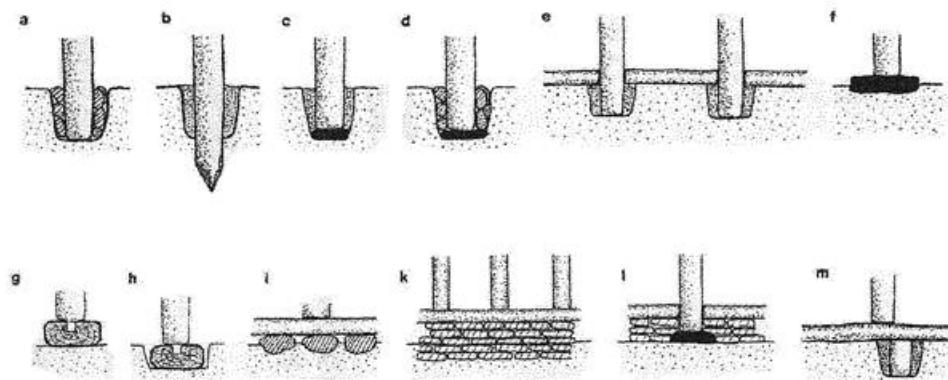


Fig. 5: Losmaken van de steunpalen uit de bodem, en bescherming paalvoet tegen verrotting [6]

Doordat de inklemming in de bodem niet meer beschikbaar is zoals in Fig. 1, moet de zijdelingse stijfheid verkregen worden door de knopen te verstijven. Door de verbeterde werktuigen konden innovatieve verbindingen gecreëerd worden. Enkele van deze verbindingen zijn getoond in Fig. 6.

Met de verbeterde knoopverbindingstechnieken konden eenvoudig korbelten en verstijvers aangebracht worden in de raamwerken, als in het kopbalkgebint in Fig. 7.

Als snel werden alle structuurelementen ook gebruikt als versieringselementen, wat tot de vele regionale verschillen in vakwerkstructuren leidde, Fig. 8.

Waar in de Lage Landen draagsystemen uitsluitend uit houten elementen bestonden tot de komst van de Romeinen en de periode van Romeinse overheersing (vanaf ongeveer 57 BC, veroveringen door Julius Caesar), waren op andere plaatsen in de wereld al belangrijke evoluties gebeurd vanaf het begin van de bronstijd. Met de komst van de Romeinen werden ook de Lage Landen meegezogen in de stroom der volkeren.

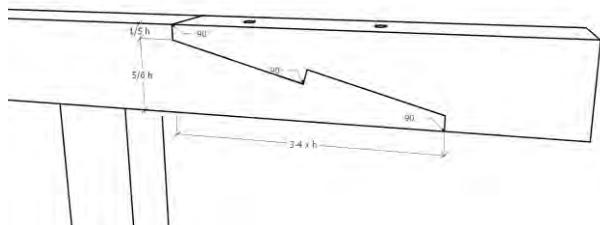
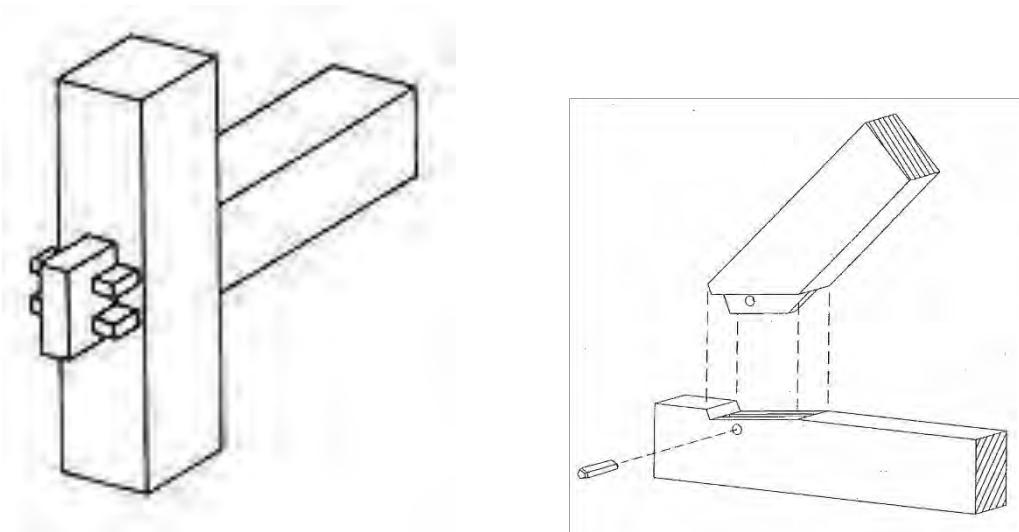


Fig. 6: Uitstekende pen en gat verbinding; pen en gat; haakverbinding [5]

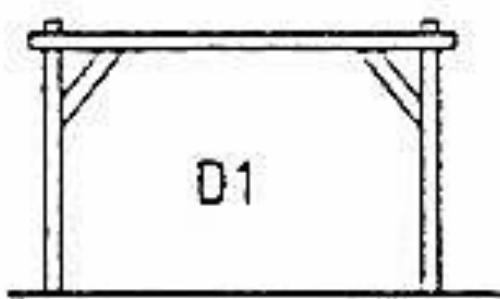


Fig. 7: Verstijfd raam, basis voor alle verdere ontwikkelingen in 2 en 3 dimensies [7]



Fig. 8: Het Zwaard, Hasselt. Onderbouw Maaslandse renaissance (1659) [8]

2. Romeinse tijd: Steen en mortel

In de gebieden rond de Middellandse Zee en in het Midden-Oosten begint de Bronstijd rond 3100 BC. In die periode werd daar de kraagboog (Engels: corbelled arch) ontwikkeld, onder andere als ingang voor het ‘bijenkorf’ koepelgraf (Engels: beehive), Figuren 9 en 10 [9]. Daarmee konden ook met steen openingen en, in de vorm van eenvoudige koepels ook ruimten overspannen worden.

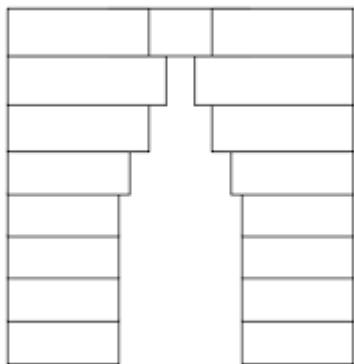


Fig. 9a: Eenvoudige kraagboog

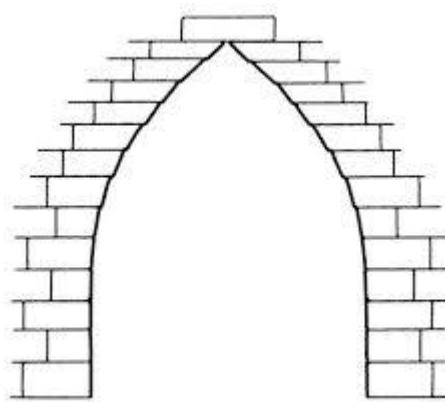


Fig. 9b: Kraagboog

Deze bouwtechniek is nog steeds in gebruik: Fig. 10a toont als voorbeeld een graftombe in Deir-el-Bersha (Foto genomen in 2004).

De Egyptenaren introduceerden de bouwmethode met kolommen en lateien. Deze bouwmethode werd ook toegepast door de Grieken en de Romeinen, Figuren 11 en 12.



Fig. 10a: 3D koepel gebouwd met kraagstenen

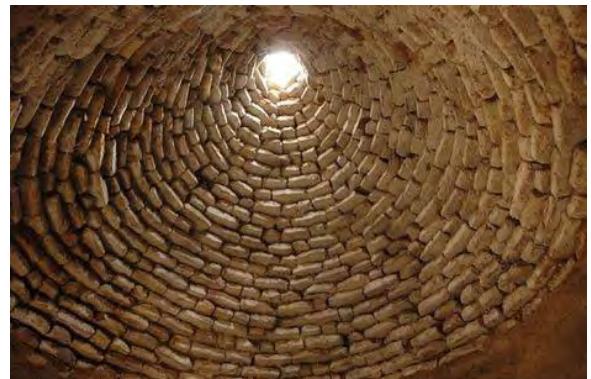


Fig. 10b: Ringstructuur van de koepel

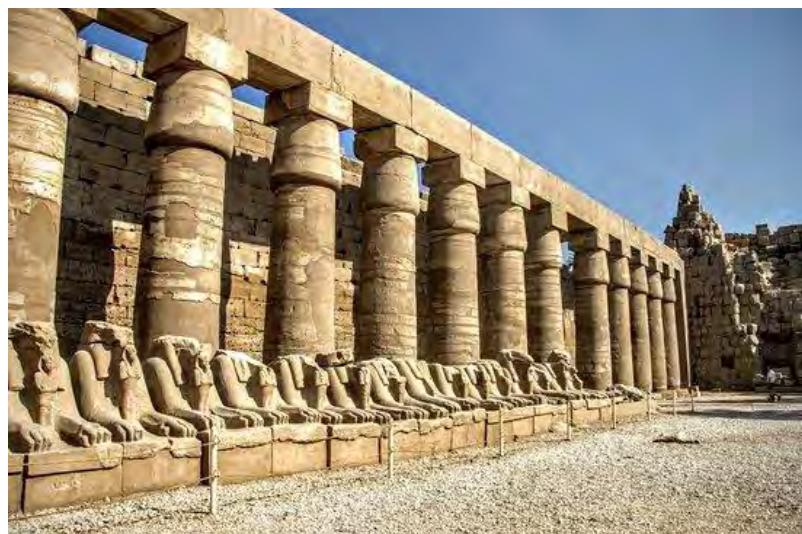


Fig. 11: Tempel van Karnak, Luxor, Egypte (ong. 2000 BC)



Fig. 12: Hera tempel (550 BC), gebouwd door Griekse kolonisten in Paestum (Poseidonia), ten zuiden van Pompeï

Een belangrijke evolutie vond plaats in Mesopotamië (gebied rond Tigris en Eufraat, huidige Irak en NO Syrië), waar niet alleen de adobe-steen (Engels: mud-brick) werd geïntroduceerd,

maar ook de echte rondboog en het tongewelf (Engels: barrel vault) werden uitgevonden, Fig. 13. Deze ontdekking dateert al van ongeveer 3000 BC.

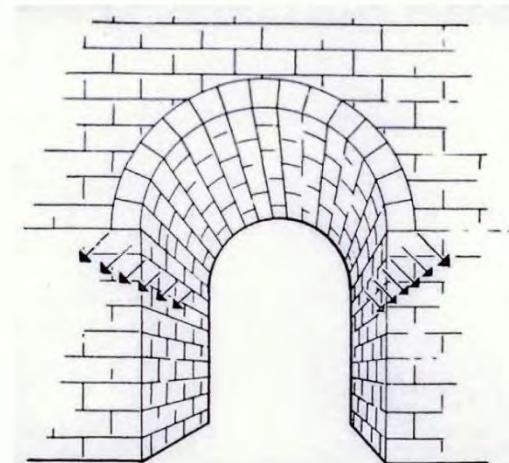


Fig. 13a: Rondboog en Tongewelf [10]



Fig. 13b: Arena in Pompeï

Het grote onderscheid met het kraaggewelf, getoond in Fig. 10, ligt in het feit dat nu ook andere dan sferische gewelfvormen kunnen gerealiseerd worden. Bij de sferische koepel met kraagstenen wordt de vormstabiliteit immers ontleend aan de ringvorm van elke horizontale laag stenen of blokken. Bij het tongewelf worden de sterkte en de vormstabiliteit ontleend aan de kettingvorm (druklijn) in de verticale dwarsdoorsnede, Fig. 14. [11]

Bij een passieve druklijn (Fig. 14a) oefent de boog de kleinste mogelijke zijdelingse kracht uit op de steunpunten. Als de steunpunten uit elkaar geduwd worden door de kracht van de boog, zal de boog zich aanpassen (scheuren) om de kracht te verkleinen. Bij een actieve druklijn (Fig. 14b) oefent de boog de grootste mogelijke zijdelingse kracht uit, om zich te verzetten tegen het naar elkaar toeduwen van de steunpunten.

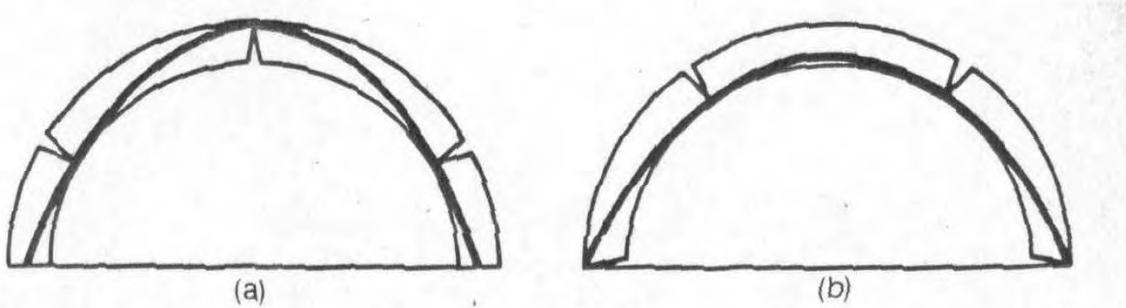


Fig. 14: Voorbeelden van uiterste posities van de druklijn, (a) in passieve en (b) actieve situatie [11]

Adobe of in het Engels *mud-brick* is een zongedroogde steen, gemaakt uit een mengsel van klei of leem, zand en water, met rijstpellen of stro als een soort vezels om de samenhang te verhogen en de drogingskrimp te beheersen. Vanaf 3500 BC worden de stenen ook gebakken. Deze ‘bakstenen’ werden in eerste instantie gebruikt als tegels. De Romeinen gebruikten de bakstenen als universeel bouwmateriaal, voor het bouwen van muren en kolommen, alsook voor de bouw van bogen en gewelven, Figuren 15 en 16.



Fig. 15: Pompeï, baksteen voor kolommen, bogen, muren

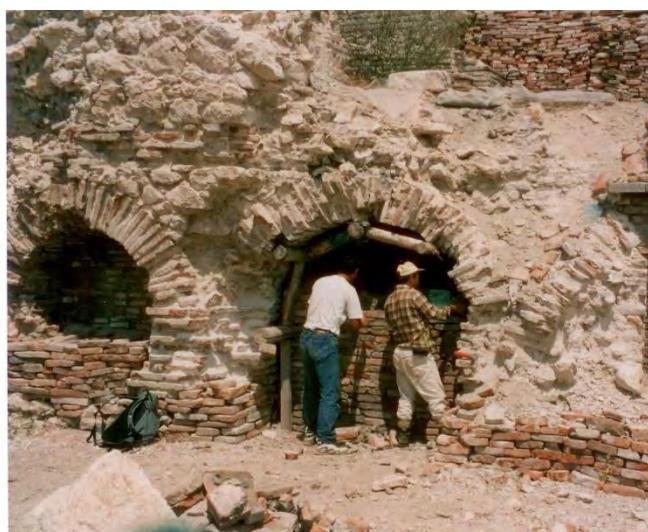


Fig. 16: Mortel met variabele dikte tussen terracotta schijven in tongewelf (Sagalassos, Turkije)

Zeker voor het bouwen met baksteen was de mortel een essentieel onderdeel. Ook de Oude Grieken gebruikten reeds een kalkmortel, maar zij beschikten niet over de snel(ler) hardende, sterke mortel die zo belangrijk was in de Romeinse bouwtechniek.

De sterke evolutie in het bouwen tijdens de Romeinse periode is te danken aan het gebruik van ‘hydraulische kalk’: de Romeinen hebben ontdekt dat door toevoeging van vulkanische as aan gebrande en aan vette kalk (hydraatkalk), een bindmiddel werd verkregen dat ook onder water uithardde, in tegenstelling tot zuivere kalk. En nog belangrijker, de uitharding gebeurde overal in de mortelmassa, zonder dat daartoe diffusie van koolzuurgas of uitdroging nodig was. Dat stelde hen in staat om massieve muren ook snel te bouwen. Zij gebruikten baksteen of natuursteen als parement, en vulden de kern met grote hoeveelheden ‘beton’, een mengsel van steenbrokken met mortel. Dit meerschalgig metselwerk had meerdere vormen, bijv. Fig. 17. [12]

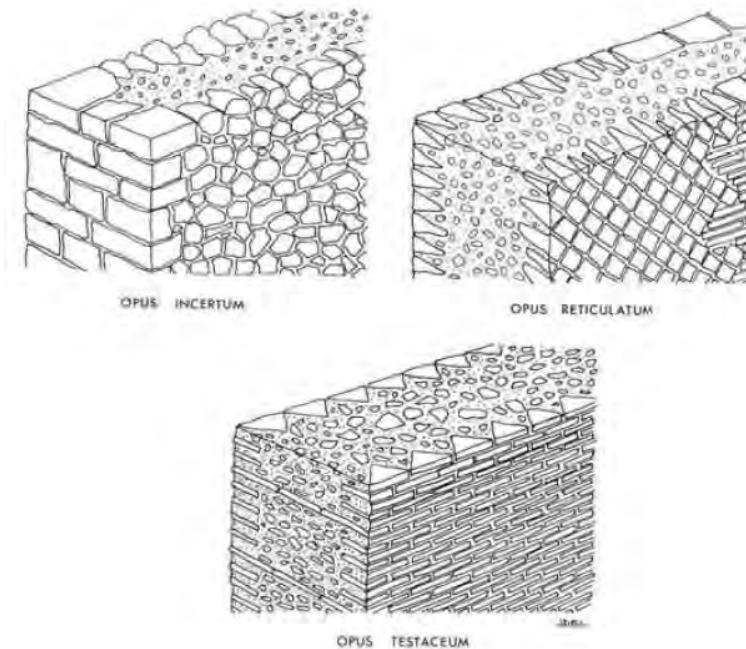


Fig. 17: Uitvoering van massief Romeins metselwerk [12]:
 Links boven: opus incertum
 Rechts boven: opus reticulatum (in netwerk)
 Onderaan: opus testaceum (geankerd)



Fig. 18: Mengeling van 3 uitvoeringstypes (Pompeï)

Vanuit dergelijke uitvoering van metselwerkmuren was de stap naar een echte, massieve betonconstructie maar klein: door de permanente steunparementen te vervangen door een tijdelijke, houten bekisting, werd massief beton verkregen. Reeds in de 1st Eeuw BC bouwden de Romeinen met dergelijk beton: het bestond uitsluitend uit steenbrokken en mortel; het was goedkoop en gemakkelijk te produceren; én het kon geplaatst worden door relatief laag geschoold arbeiders. De Romeinen bouwden er niet alleen muren mee, maar ook bogen, tongewelven en koepels. Daarbij varieerden zij reeds de dikte van de koepel, introduceerden een 'cassettestructuur', en gebruikten materialen met hoog volumegewicht aan de basis van

het gewelf en lichtere materialen hogerop, om de krachten te verminderen en zo grotere overspanningen mogelijk te maken, bijv. Pantheon in Rome, 118-125 AD, overspanning 43.2 m, dikte variërend tussen 6.4 en 1.2 m, Fig. 19.

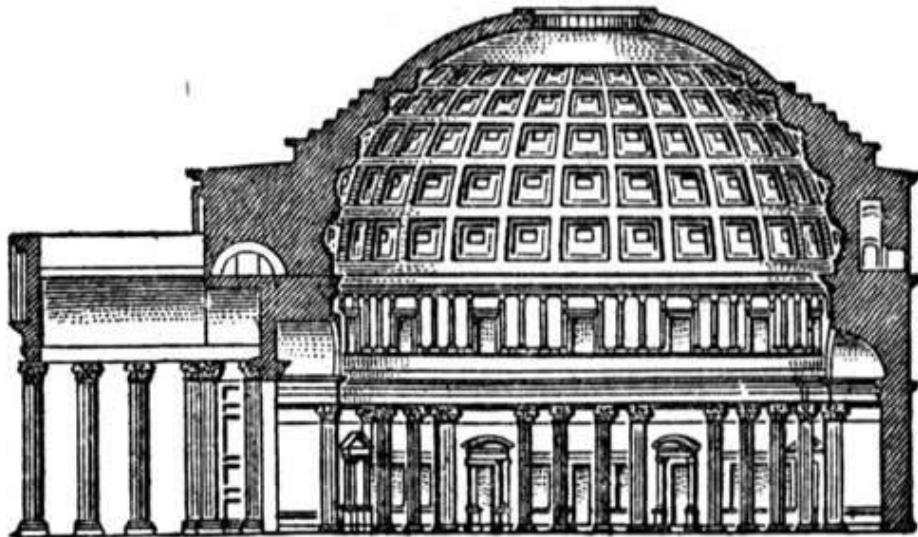


Fig. 19: Pantheon in Rome [13]

De Romeinen trachtten de bouwtijd voor hun gebouwen sterk te beperken. Het gebruik van grote aantallen slaven uit de veroverde gebieden was daar natuurlijk niet vreemd aan. In vele gevallen duurde de bouw daardoor niet langer dan twee jaren! [3]

Het verval van het Romeinse Rijk in West-Europa gedurende de 5^{de} eeuw leidde eveneens tot een complete terugval in de bouwtechnieken. De baksteenproductie viel nagenoeg stil, en leefde pas terug op in de 13^{de}-14^{de} eeuw. [14] Het romeins beton met hydraulische kalk-puzzolaan bindmiddel verdween volledig, en zou pas in de 19^{de} eeuw terug ontdekt worden. Ook de techniek van het bouwen met stenen koepels en gewelven ging verloren. In Nederland bleef de toepassing van tras-kalkmortel in de Middeleeuwen wel gebruikelijk.

De heropleving van de bouwkunst in Noord-Europa begon in de Karolingische periode (late 8^{ste} en 9^{de} eeuw, Karolingische renaissance), in een poging om de Romeinse architectuur na te doen. In de kerkenbouw waren vooral de basilica en de centraalbouw aan de orde. De stijl ging in de 10^{de} eeuw geleidelijk over in de Ottonense bouwkunst, genoemd naar de drie keizers Otto I, II en III van de Ottonense dynastie (936-1002), die een voorloper was van de latere romaanse bouwstijl.

De hoge middeleeuwen begonnen rond het jaar 1000 met de romaanse stijl, met rondboogvensters en dikke muren. Het kruisgewelf (kruising van twee tongewelven) werd steeds meer vervangen door het kruisribgewelf (Fig. 20), wat uiteindelijk leidde tot het ontstaan van de gotische bouwstijl, die de romaanse stijl ging verdringen.

De eerste echt vernieuwende bouwstijl sinds de val van het West-Romeinse Rijk is de vroeg-gotiek, met als eerste gekend bouwwerk het koor van de abdijkerk St.-Denis bij Parijs (1122). Waar voor de bouw van een tongewelf een volledige ondersteuning van het gewelf nodig is, kan dit voor een kruisribgewelf beperkt blijven tot de ondersteuning van de ribben, eventueel zelfs alleen van de kruisribben. De gewelfvelden tussen de ribben werden dan gelijkmatig opgebouwd, waarschijnlijk uit de vrije hand, omdat bij vele kruisribgewelven elk veld wel een afwijkende vorm blijkt te hebben, afhankelijk van de metselaarshand, bijv. Fig. 21.

Het kruisribgewelf kende een sterke ontwikkeling, evenals de toepassing van spitsbogen en slanke kolommen en muren, gesteund door luchtbogen, Fig. 22.

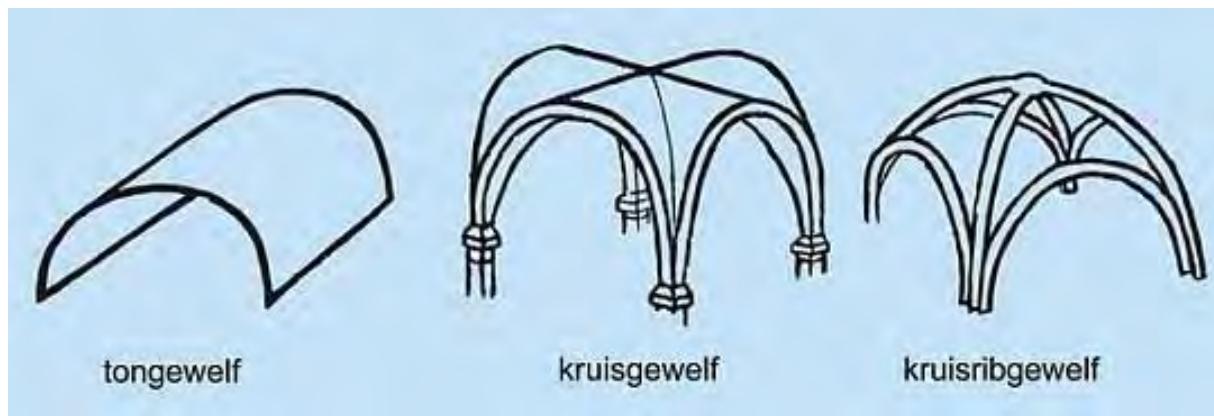


Fig. 20: Kruisgewelf en kruisribgewelf [15]



Fig. 21: Gewelfvelden, uit de vrije hand gemetseld (O.L.V.-kerk Ninove, Foto genomen in 1982): te vlakke gewelven, zijdelingse ondersteuning door metselwerkmuurtjes om instorting te vermijden.

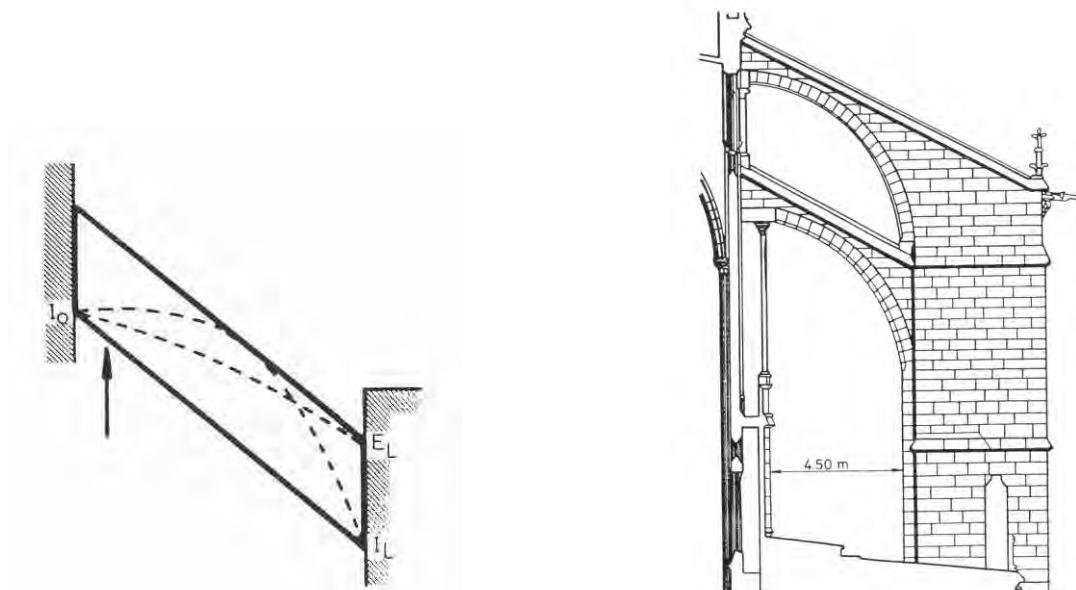


Fig. 22: Actieve en passieve druklijn in luchtbogen [16]

Vroeg-gotiek wordt gevolgd door hoog-gotiek (1200-1300) en laat-gotiek of flamboyante gotiek (1300-1500). Vanaf ongeveer 1400 is er de geleidelijke overgang naar de Renaissance (Filippo Brunelleschi in Florence), rond 1600 overgaand in de Barok; beide stijlen ontstaan in Italië en komen pas aanzienlijk later naar de lage landen.

Met de Renaissance start eveneens de ontwikkeling van theoretische kennis en inzicht in de krachtswerkingen in de structuur van gebouwen. Leonardo da Vinci (1452-1519) en Galileo (1564-1642) hadden reeds inzicht in het spanningsverloop onder belasting. [17] Griekse of Romeinse bouwstijlen konden nu meer en meer met de nodige kritische houding bestudeerd worden.

3. IJzer en staal in de bouwtechniek

Tot aan de industriële revolutie in de 18^{de} eeuw bleef de toepassing van ijzer in de bouwtechniek beperkt tot kleinere verbindingselementen als krammen, spijkers, deuvels, en tot lineaire elementen als ankers en trekstangen, Figuren 23 en 24. [3] Vanaf de IJzertijd werd smeidijs (wrought iron) gewonnen uit ijzeroer. Door de mechanische en thermische bewerking in de smederij had smeidijs een betere treksterkte dan gietijzer (ijzer met 2 à 6 % koolstof).



Fig. 23: Verbindingskram voor natuursteenblokken (Kaaimuur Dijle, Arenbergkasteel)



Fig. 24: Spanankers rond koor. Sint-Pieterskerk Wezembeek-Oppem (Foto genomen in 2006)

Pas op het einde van de 18^{de} eeuw werd productie op grote schaal van ijzer economisch haalbaar, en werden reeds gietijzeren kolommen gegoten voor toepassing in gebouwen, of kolommen samengesteld uit geklonken plaatijzer, Fig. 25.

Gebruik van ijzer in de bouw kwam voort uit de nood aan nieuwe types utilitaire gebouwen: fabriekshallen, stationsoverkappingen, bruggen, markthallen, ... Het gebruik van ijzeren constructiedelen in woningen is steeds beperkt gebleven, en vele stations en fabrieken kregen tot in de 20^{ste} eeuw nog een traditionele bakstenen voorgevel. [18]

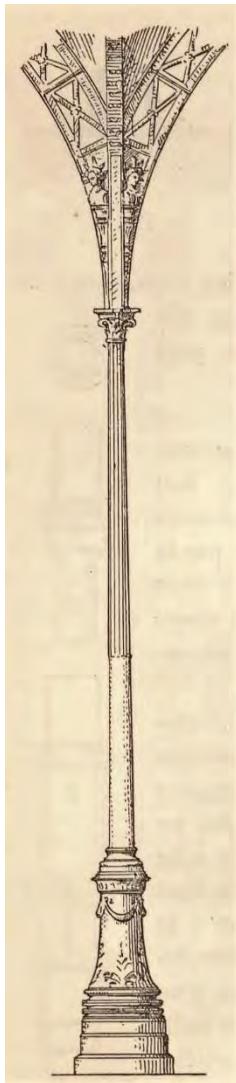


Fig. 25a

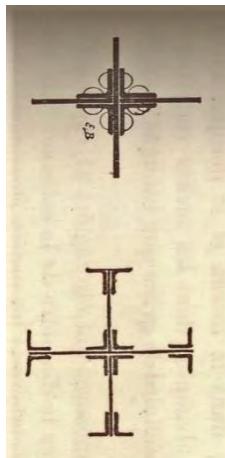


Fig. 25b

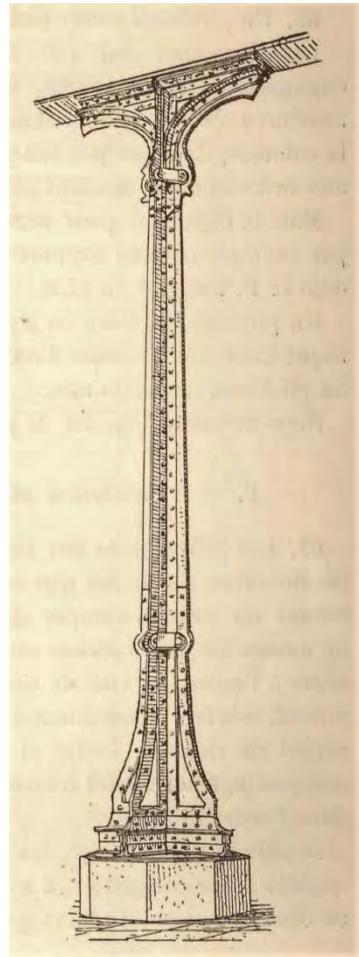


Fig. 25c

- a: Gietijzeren kolommen in de leeszaal van de Bibliothèque Nationale de Paris (1868)
- b: Palais des Machines de Paris, doorsneden van geklonken plaatijzeren of plaatstalen kolommen
- c: Stalen kolom in Palais des Machines de Paris (1889) [19]

Het is interessant daarbij te vermelden dat op het einde van de 19^{de} eeuw in België volgende nuttige (mobiele) overlasten werden gehanteerd: voor woningen 70 kg/m²; voor vergaderzalen en magazijnen 200 kg/m². [20]

Het mag dus niet verwonderen dat wanneer gebouwen uit die periode worden omgevormd voor huidig gebruik, het nuttig draagvermogen bijna altijd problematisch zal zijn.

Vanaf het laatste kwart van de 19^{de} eeuw werd staal een massaproduct, gewalst tot lange staven met verschillende doorsnede (I, L, T, U, ...), die nu als structureel element gebruikt werden. Daarnaast kwam ook toen de productie van wapeningsstaal voor beton op gang. Door de relatief eenvoudige verbindingstechnieken (klinknagels, bouten, later lassen) werden verschillende lay-outs voor draagstructuren ontwikkeld, vb. Figuren 26 en 27.

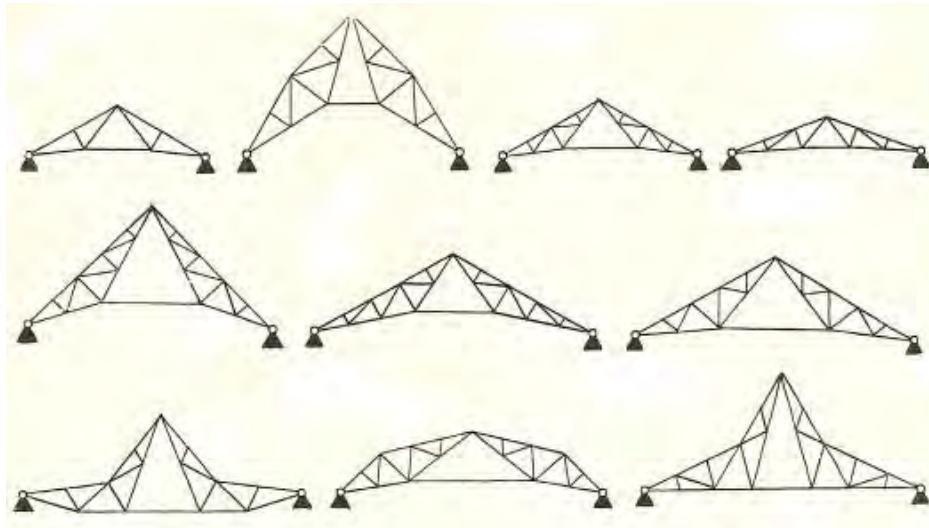


Fig. 26: Enkele voorbeelden van Polonceau-spant [21]

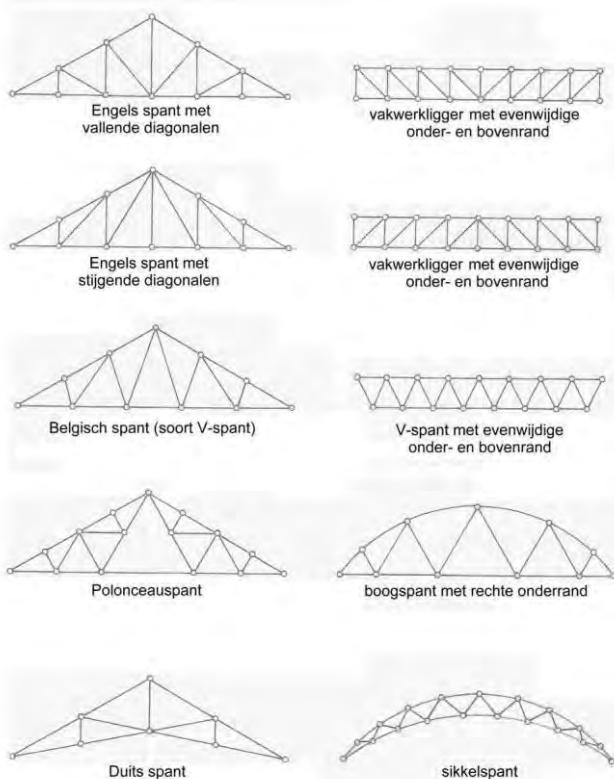


Fig. 27: Regionale ontwikkelingen voor dakspanten [22]

De eenvoudige vormgevings- en verbindingstechnieken hebben een veelheid aan gecombineerde lay-outs mogelijk gemaakt. Bouwen met staal laat tevens eenvoudig toe om driedimensionale structuren te bouwen, Fig. 28, tot extreem complexe structuren, zoals het

olympisch (vogelnest) stadion in Beijing. De ontwikkelingen in analysetechnieken, zoals Eindige Elementenmethode, zijn daarbij van onschabare waarde.



Fig. 28: Straussbrug (Antwerpen)

Ontwikkeling van modern cement en gewapend beton

Bij het lezen van de geschiedenis van modern cement en beton moet de politieke opdeling van Europa in de 18^{de} en 19^{de} eeuw in rekening gebracht worden, met vooral de opdeling in een Franse en Britse invloedssfeer. Bijkomend is het feit dat niet elke uitvinder zijn vinding onmiddellijk patenteerde. Daardoor kunnen ‘eerste’ vindingen aan deze of gene toegeschreven worden.

Op basis van patenten kan de chronologie van de ontwikkeling van cement en gewapend beton als volgt geschetst worden, Tabel 1 [23].

Jaar	
1824	Joseph Aspdin: patent voor Portland Cement
~1845	Eerste, betrouwbare productie van Portland cement
1854	William B. Wilkinson, gebruik van platte wapeningsbanden
1855	François Coignet: eerste Brits patent over beton
1861	F. Coignet publiceert boek ‘Bétons agglomérés’
1867	Joseph Monier: patent voor tanks, buizen, rechthoekige kanalen
1887	Wayss und Freitag (Koenen) publiceert ‘Das System Monier’, eerste boek over berekening van gewapend beton
1892	Patent van François Hennebique
1890-1910	Onderzoeken van Emperger, Bauschinger, Mörsch en Considère
~1935	Betonnen planetariumkoepels in Duitsland. Eerste betonnen schaalconstructies (Flügge, Dischinger et al.)
1938	‘Isteg’ getorste hoge-sterkte wapeningsstaven; gelaste netten; spanskysteem Hoyer
1940	Eind jaren 1940: hoge-sterkte, koudvervormde staven; wijd verspreid gebruik van gewapend beton schaalconstructies

Tabel 1: Chronologie van vroege cement-betonsoorten en patenten [23]

Maar ook deze ontdekkingen gebeurden niet plots, maar verliepen langzaam over een periode van ongeveer 100 jaar, periode 1750-1850 [24].

Vanaf 1756 (J. Smeaton) mag men aannemen dat men de hydrauliciteit van hydraulische kalk begreep, en naar manieren zocht om deze hydrauliciteit op te drijven. J. Parker en L. Vicat zijn daarin voorgegaan. Het brevet voor de productie van Portland cement, afgeleverd aan J.

Aspdin in 1824 luidde de industriële productie van cementklinker en dus van (kunstmatig) cement in. In België verscheen de eerste cementfabriek in 1872 in Cronfestu (Morlanwelz, Henegouwen). De eerste Nederlandse Portlandcementfabriek kwam in 1870 tot stand in Delfzijl (Groningen), maar sloot al in 1890. Pas tijdens de Eerste Wereldoorlog kwam de cementproductie in Nederland goed op gang. [25]

Daaraan gekoppeld was er een evolutie in de wapening van de cementgebonden mortel, aanvankelijk ontwikkeld door uitvinder/tuinman Joseph Monier (1823-1906) voor tuinmeubilair en religieuze constructies (béton rustique), als getoond in Figuren 29 en 30.



Fig. 29: Lourdesgrot Tongerlo (1887), gebouwd door Alfons Janssens, Westmeerbeek



Fig. 30: Mausoleum van Hubert Ysebrant de Lendonck, Sint-Katelijne-Waver (1929) (Foto genomen in 2006)

Dit leidde tot de ontwikkeling van het gewapend beton, die ook ongeveer 50 jaar in beslag nam. Beton met gespannen wapening (met voor- of nagespannen wapening) werd pas in 1928 gepatenteerd door Eugène Freyssinet.

5. Ontwikkeling van constructiedelen in Gewapend Beton

Gewapend beton is een beton, gewapend met stalen staven, voor dragende functie in balken, kolommen, platen, constructiedelen.

Vanaf de jaren 1850 wordt er geëxperimenteerd met structurele versterking van beton:
1852 F. Coignet, I-balken omhuld met beton, met een mengsel van slak en kalk als bindmiddel

1867 J. Monier, eerst voor tuinmeubilair, maar snel gevolgd door structurele elementen als balken, bruggetjes ...

1884 G. Ways introduceert het bouwen met gewapend beton (Monierbau) in de centraal-europese keizerrijken Duitsland en Oostenrijk-Hongarije

1889 Brevet F. Hennebique, start van 'empire Hennebique'

1892 Brevet Edmond Coignet (zoon van François Coignet) i.v.m. prefabricatie van gewapend betonelementen

1894 E. Coignet en Napoléon de Tédesco geven de aanzet tot een berekeningsmethode voor gewapend beton

1899 Paul Christophe (Verviers °1870 – Sint-Joost-ten-Node 1957) stelt een wiskundig onderbouwd model voor ter berekening van gewapend beton, gebaseerd op het werk van E. Coignet en N. de Tédesco

1904 De rekenmethode Christophe werd de internationale norm. In 1904 werd ze aangenomen als Duitse bouwrichtlijn, geldend tot in 1971 als DIN 1045. Met promotoren als Fritz von Emperger (Oostenrijk), Emil Mörsch en Mathias Koenen (Duitsland) sprak men al snel over de Duitse methode, en werd de bedenker uit (het kleine en politiek onbelangrijke) België snel vergeten [26].

Pas op het einde van de 19^{de} eeuw kan men spreken van de eerste toepassingen van gewapend beton in structuren. Maar het zal toch nog meer dan 10 jaar duren eer het gewapend beton echt aanvaard wordt voor 'serieuze' bouwwerken van civiele techniek en voor industriële gebouwen.

In Overijse werd in 1902 het eerste industriële gebouw in gewapend beton (Graanmaalderij Vuurmolen) opgericht in België, Fig. 31. [27]

In Gent werd in 1913 een kolensilo in gewapend beton opgericht. [28]

Alhoewel België voorloper was in de toepassing van gewapend beton in industriële gebouwen, bleven belangrijke toepassingen in de civiele techniek toch nog wat achterwege.

In Rotterdam werden bij de bouw van een nieuwe kaaimuur in 1904-1908 reeds zinkcaissons uit gewapend beton toegepast [29].

Bij de bouw van de Leopold II havendam in Zeebrugge (1895-1906) werd echter nog geen gewapend beton toegepast. De havenmuur bestaat uit grote, gestapelde betonblokken op een fundering van caissons. De wanden van deze caissons bestaan uit geklonken, plaatstalen bakken, gevuld met massabeton [29, 30]. Het cementgehalte van dit beton bedraagt ongeveer 200 kg/m³. Het cementgehalte in het beton van de bovenbouw uit gestapelde blokken is 235 kg/m³. Blijkbaar werd er dus toch al onderscheid gemaakt tussen een opvulbeton en een structuurbeton.

De draagstructuur van betonnen gebouwen verschilt meestal van deze in hout, staal en metselwerk, doordat voordeel gehaald wordt uit het monoliet karakter van de betongieting, waarbij steunkolom, draagbalk en vloerplaat als één geheel kunnen samenwerken. In de eerste gebouwen ging het dan wel meestal over vloerplaten dragend in slechts één richting, namelijk volgens de korte overspanning: one-way slab. Zo ook bij de Vuurmolen in Overijse, Fig. 31.

Als snel werd de structuur met vloeren, dragend in twee richtingen, toegepast, Fig. 32. [31]



(2010)

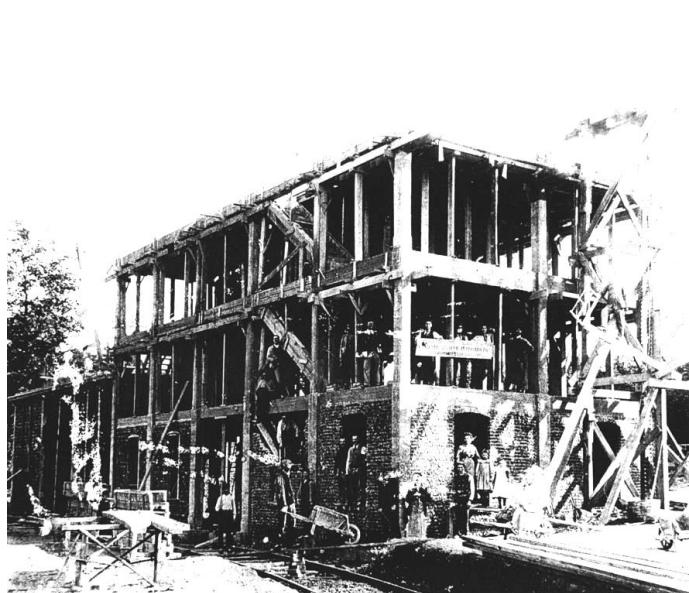
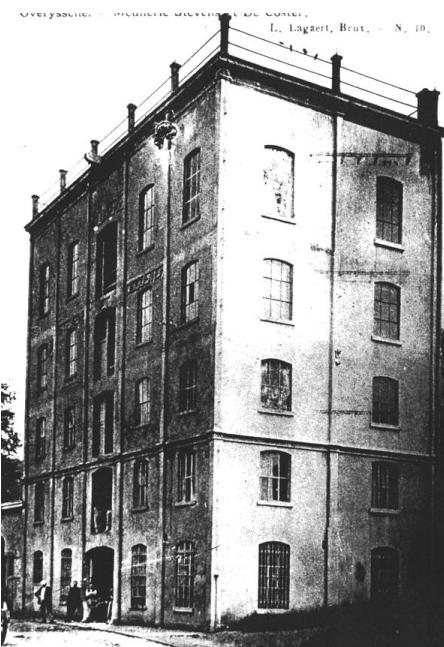


Fig. 31: Vuurmolen in Overijse (1902)



Fig. 32: Two-way slab: vloerplaten dragend in twee richtingen; draagbalken in twee richtingen [31]

Dit starre systeem werd al snel gevolgd door vlakke vloeren, waarbij de twee draagbalken in mindere of meerdere mate werden ingewerkt in het vloervolume, Figuren 33, 34 en 35.

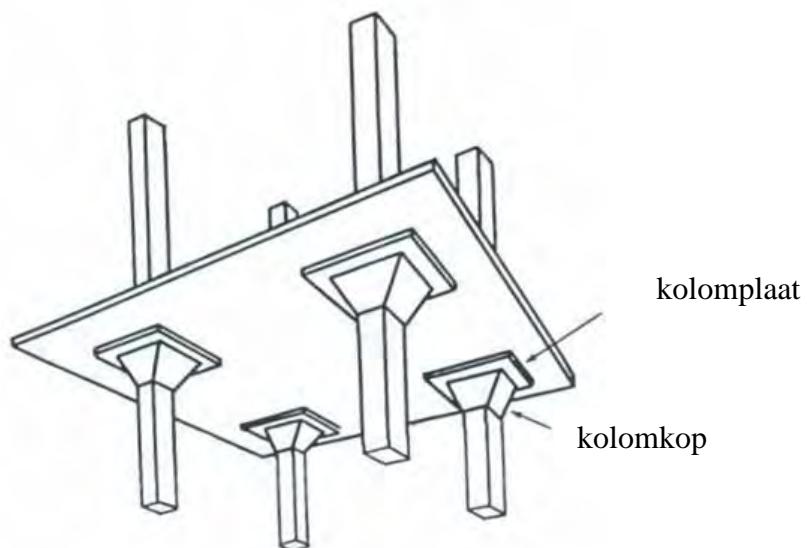


Fig. 33: Paddestoelvloer [31]

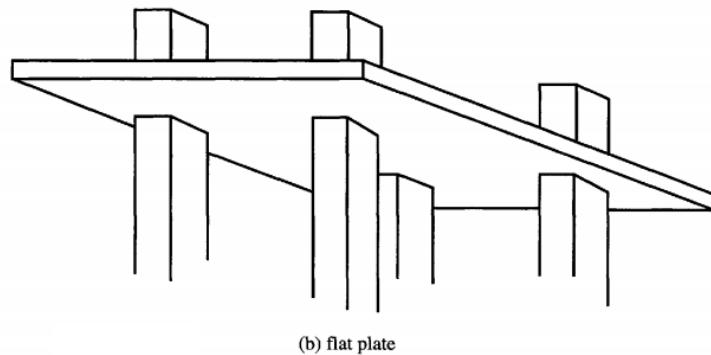


Fig. 34: Vlakke plaatvloer [31]

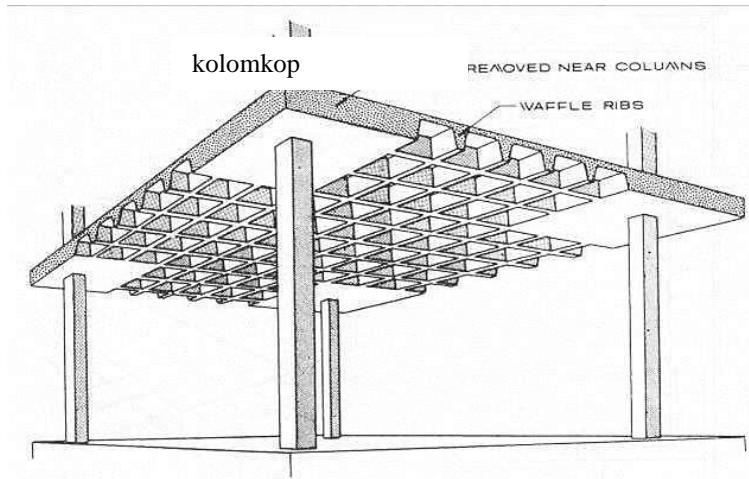


Fig. 35: Wafelvloer

In 1928 werd een eerste patent over het voorspannen van beton met voorgerekte wapening genomen door Eugène Freyssinet en Jean Seailles. [32] In Duitsland werd het beton met voorgerekte wapeningsdraden op grote schaal toegepast door Ewald Hoyer, vooral als prefab-balken in militaire bouwwerken. In de jaren nadien werden ook naspansystemen ontwikkeld, o.a. door G. Magnel in België (1944). Nederland volgde in 1949 met de oprichting van de studievereniging voor voorgespannen beton STUVO.

Spanbeton is niet meer weg te denken uit de prefabricatie van betonelementen voor gebouwen en structuren. En met het toenemend belang van prefabricatie bij constructie van gebouwen in beton, wordt bouwen in beton een assemblage-industrie, waarbij vooral de uitvoering van de verbindingen tussen prefab-elementen belangrijk is, Fig. 36.



Fig. 36: Gent, Artevelde stadion in opbouw (2012)

6. Besluiten

In de Lage Landen is hout gedurende vele eeuwen het richtinggevende bouwmateriaal geweest. Pas met de Romeinse overheersing werden steen en mortel een courant bouwmateriaal, waarbij hout als structuurmateriaal teruggedrongen werd tot materiaal voor vloeren en daken. Pas vanaf de 2e helft van de Middeleeuwen drukt noord-west Europa zijn stempel op de Europese bouwkunst, met de ontwikkeling van de gotische bouwstijl. De industriële revolutie brengt de intrede van innovatieve materialen als ijzer, staal, beton. Deze nieuwe materialen drukten hun stempel op het ontwerp en de architectuur van gebouwen. De sterke groei van prefabricatie vanaf de tweede helft van de 20^{ste} eeuw heeft een enorme impact op de moderne uitvoeringstechnieken.

7. Referenties

- [1] Rottier H., Onder Dak. 5000 jaar wonen in de Lage Landen. Davidsfonds Leuven, 1988
- [2] Wetzel J., Holzbau und Fachwerk: Entwicklungslinien. WTA Almanach 2006 Bauinstandsetzen und Bauphysik, Ed. J. Gänßmantel, WTA-Geschäftsstelle, München, 2006, 181-193
- [3] https://everipedia.org/wiki/History_of_construction/ (2018)
- [4] <https://www.google.be/search?q=kruissjorring&tbo=isch&tbo> (2018)
- [5] <https://www.google.be/search?q=houtverbindingen+balken&biw> (2018)
- [6] Klein U., Zum aktuellen Forschungsstand des hoch- und spätmittelalterlichen Holzbau in Deutschland, Holzbau im Mittelalter und Neuzeit, Bremen, Oktober 2011
- [7] <https://www.google.be/search?q=kopbalkgebint&tbo=isch&tbo> (2018)
- [8] https://nl.wikipedia.org/wiki/Het_Sweert (2018)
- [9] https://en.wikipedia.org/wiki/Corbel_arch (2018)
- [10] <http://www.mileslewis.net/lectures/04-history-of-building/COB-14-domes-and-vaults.pdf>
- [11] Heyman J., The stone skeleton, Int. Journal of Solids and Structures, 1966, p. 249-279
- [12] Strickland M., Roman Building Materials, Construction Methods, and Architecture: The Identity of an Empire. Clemson University, South Carolina, USA, 2010
- [13] <https://goo.gl/images/Wp9ZML> (2018)
- [14] van Tussenbroek, G. (2008). Baksteen in Holland voor 1300. Novi Monasterii, 7, 115-132
- [15] <https://www.google.be/search?q=netgewelf&tbo=isch&tbo> (2018)

- [16] Van Gemert D., Vernieuwbouw van Structuren, KU Leuven H05L7, 1983
- [17] Van Gemert D., Beginselen van sterkteleer, L. Wouters Leuven, 1983
- [18] Schueremans L., Porcher H., Rossi B., Wouters I. & Verstrynghe E., A Study on the Evolution in Design and Calculation of Iron and Steel Structures over the Mid 19th Century in Western and Central Europe, International Journal of Architectural Heritage, DOI: 10.1080/15583058.2017.1323244 (2017)
- [19] Cloquet L., Traité d'architecture, Tome Premier 'Murs, Voûtes, Arcades', Ed. Librairie Polytechnique Baudry et Cie, 1898, p. 58-59
- [20] Cloquet L., Traité d'architecture, Tome Second 'Portes, Fenêtres, Cheminées, Charpente, Menuiserie, Planchers, Escaliers, Comble, Couvertures', Ed. Librairie Polytechnique Baudry et Cie, 1898, p. 198
- [21] <https://www.google.be/search?q=polonceauspant> (2018)
- [22] <https://www.google.be/search?q=belgisch+spant> (2018)
- [23] Beckman P., Structural aspects of building conservation, McGraw-Hill Book Co, London, 1995, art. 7.2.3
- [24] Espion Bernard, Du ciment des romains aux débuts du béton armé, Demi-journée d'étude FABI « Connaissez-vous les bétons armés ? Des origines à 1914 », Namur – Moulin de Beez, 26 octobre 2010, 3p
- [25] <https://nl.wikipedia.org/wiki/Cementindustrie> (2018)
- [26] https://nl.wikipedia.org/wiki/Paul_Christophe (01.09.2017)
- [27] Inventaris Onroerend Erfgoed, Maalderij De Vuurmolen, <https://inventaris.onroerenderfgoed.be/erfgoedobjecten/40434> (01.09.2017)
- [28] Deseyn G. ism F. Adriaenssen en J. Van de Wiele, Bouwen voor de Industrie, Museum voor Industriële Archeologie en Textiel Gent, 1989
- [29] Prometheus, Illustrierte Wochenschrift über die Fortschritte in Gewerbe, Industrie und Wissenschaft, XIX Jahrgang, 1908, p. 359-363
- [30] Kerckaert P. – Gunst D. - Van Gemert D.- Bernard A., De Oude Leopold II-havendam te Zeebrugge, Proceedings 'Geschiedenis en industrieel erfgoed van betonarchitectuur' Vlaamse Vereniging voor Industriële Archeologie V.V.I.A. - Gent, 25-26 april 1986
- [31] Van Gemert D., Platen en Wandens, KU Leuven, 1982
- [32] Bruggeling A.S.G., Theorie en praktijk van het voorgespannen beton, Band I, N.V. Drukkerij 't Koggeschip, Amsterdam 1963.

STERKTEBEOORDELING VAN BESTAANDE BETONCONSTRUCTIES OP BASIS VAN PROBABILISTISCHE EN SEMI-PROBABILISTISCHE METHODEN: PRINCIPES, ONTWIKKELINGEN EN UITDAGINGEN

Robby Caspee, Wouter Botte
Universiteit Gent, Faculteit Ingenieurswetenschappen en Architectuur,
Vakgroep Bouwkundige Constructies

Abstract

Het beoordelen van bestaande constructies vormt een hedendaags uitdagend onderzoeksgebied. Hoewel de basisprincipes van het probabilistisch beoordelen van bestaande constructies reeds tientallen jaren bekend zijn, worden de laatste jaren zeer veel onderzoeksinspanningen geleverd in dit vakgebied, mede doordat het aandeel ouder wordende constructies in het patrimonium toeneemt en meer en meer een belangrijk onderdeel vormen van de werkopdrachten. Probabilistische analyses vormen een ommiskensbare schakel om onderbouwd beslissingen te nemen over bestaande constructies en daarbij op een adequate manier informatie in rekening te brengen aan de hand van Bayesiaanse updatingstechnieken. Recent werden echter ook semi-probabilistische methoden ontwikkeld, zogenaamde methodes met aangepaste partiële factoren, die voor praktische toepassingen veel eenvoudiger in gebruik zijn. In deze bijdrage wordt een overzicht gegeven van een aantal recente ontwikkelingen in dit vakgebied en worden tevens een aantal uitdagingen geformuleerd op vlak van onderzoek.

Keywords

Bestaande constructies, beton, probabilistische analyses, Bayesiaans updaten, partiële factoren, onderzoeksuitdagingen

1. Inleiding

Het beoordelen van bestaande constructies wint meer en meer aan belang, zeker omdat we geconfronteerd worden met een ouder wordend patrimonium. Dit stelt talrijke uitdaging naar het optimaal beheer van beschikbare financiële middelen voor onderhoud en herstelling en het ontwikkelen van rekenmethoden en technische richtlijnen om de sterktebeoordeling van bestaande constructies kwantitatief te kunnen uitvoeren en op basis hiervan onderbouwd beslissingen te kunnen nemen.

De reden waarom het beoordelen van bestaande constructies uitdagend blijft, is dat er nog steeds geen degelijk algemeen aanvaarde werkwijze bestaat die toelaat om de constructieve veiligheid van ouder wordende of zelfs beschadigde bouwwerken in te schatten. Daarnaast is het vaak onduidelijk hoe men moet omgaan met de talrijke onzekerheden die zich voordoen in het beoordelingsproces. De manier waarop extra informatie op basis van inspecties, proeven, monitoring, proefbelastingen, enz. in rekening wordt gebracht, kan dan ook nog sterk verbeterd worden. De evoluties van de laatste decennia in dit onderzoeksgebied zijn helaas nog niet ten volle doorgesijpeld naar praktische toepassingen. Dit is onder meer te wijten aan het complexe karakter van de probleemstelling in geval van het beoordelen van bestaande constructies, maar is tevens gerelateerd aan de complexiteit van rekenprocedures die vorhanden zijn (en de vaststelling dat een probabilistische werkwijze vaak onontbeerlijk is). Vooral wat betreft het toegankelijker maken van rekenprocedures en het voorstellen van vereenvoudigde werkwijzen die handiger toepasbaar zijn in praktijk, is er nog een hele weg af te leggen. Het ontwikkelen van praktisch bruikbare methoden die een adequate balans tussen accuraatheid en eenvoud voor ogen houden, vormt een nieuw aandachtspunt op vlak van

onderzoek en ontwikkelingen, hetgeen onder meer weerspiegeld wordt in de vele internationale activiteiten in commissies en werkgroepen die technische richtlijnen voor het beoordelen van bestaande constructies aan het ontwikkelen zijn.

In wat volgt wordt eerst kort een overzicht gegeven van relevante richtlijnen en onderzoeksontwikkelingen met betrekking tot het beoordelen van bestaande constructies. Vervolgens wordt iets dieper ingegaan op een aantal basisprincipes bij het beoordelen van sterkte aan de hand van probabilistische methoden en op een recent ontwikkelde vereenvoudigde werkwijze, i.e. gebruik makend van aangepaste partiële factoren. Deze laatste methode is compatibel met de werkwijze gevolgd in de Eurocodes voor nieuwe constructies. Tenslotte worden een aantal uitdagingen voor toekomstig onderzoek geduid.

2. Probabilistisch beoordelen van bestaande constructies

De basisprincipes voor het modelleren en beoordelen van bestaande constructies zijn opgenomen in verschillende normen, zoals ISO2394 (2015) en ISO13822 (2003). Deze documenten geven echter helaas geen gedetailleerde berekeningsprocedures noch een duidelijk kader voor verificatie van criteria die eenvoudig toe te passen zijn voor praktische doeleinden.

Het beoordelen van bestaande constructies verschilt sterk van het ontwerp van nieuwe constructies, onder andere voor wat betreft het omgaan met onzekerheden, die bij het beoordelen van bestaande constructies vaak domineren in het rekenproces. Sommige onzekerheden kunnen van minder groot belang zijn dan in het geval van nieuwe constructies (bijvoorbeeld modelonzekerheden, afwijkingen van gespecificeerde dimensies en sterktes) terwijl andere onzekerheden net veel dominanter zijn (bvb. met betrekking tot ontbrekende gegevens van ontoegankelijke elementen en connecties, verlies van informatie, degradatie, performantie van de constructie in voorgaande jaren, enz.).

Uit het voorgaande blijkt duidelijk dat het beoordelen van bestaande constructies – meer dan in het geval van nieuwe constructies – voornamelijk betrekking heeft op het adequaat omgaan met onzekerheden. Meestal wordt een (vaak beperkte) hoeveelheid informatie verzameld over de te beoordelen bestaande constructie en/of worden bijkomende inspecties, proeven, monitoring, enz. uitgevoerd. Om dergelijke informatie in rekening te brengen, kan gebruik gemaakt worden van Bayesiaanse statistiek. Wanneer *a priori* informatie of ‘expert judgement’ beschikbaar is, kan dit vertaald worden in een *a priori* distributiefunctie van een veranderlijke. Deze *a priori* informatie (die ook vaag kan zijn) kan vervolgens geüpdatet worden door aanvullend onderzoek (zoals laboratorium- en/of *in situ* testen), rekening houdend met meet- en modelonzekerheden. Dit resulteert uiteindelijk in *a posteriori* informatie die gebruikt kan worden voor het beoordelen van de bestaande constructie.

Om één en ander te duiden, illustreert Fig. 1 de opeenvolgende stappen in een (probabilistische) methodologie die tot doel heeft het draagvermogen van een bestaande constructie te bepalen. Eerst worden een aantal deterministische analyses uitgevoerd om de kritische grenstoestanden te identificeren. Vervolgens wordt een richtwaarde voor de betrouwbaarheidsindex β_t beschouwd, zoals gespecificeerd in nationale richtlijnen of, bij voorkeur, gekozen volgens technische richtlijnen zoals het *fib* Bulletin 80. In dit laatste document worden suggesties voor dergelijke richtwaarden gegeven, rekening houdend met de gewijzigde economische omstandigheden in het geval van bestaande constructies, die een lagere richtwaarde voor het veiligheidsniveau rechtvaardigen. Verder wordt deze lagere richtwaarde voor het veiligheidsniveau op basis van economische overwegingen gecombineerd met eisen inzake veiligheid van personen, zowel met betrekking tot het individueel risico als het groepsrisico. Tenslotte worden deze richtwaarden gegeven voor verschillende referentieperiodes (die gerelateerd kunnen zijn aan de vereiste resterende levensduur).

Na het vaststellen van de kritische grenstoestandsvergelijkingen en de richtwaarde voor het veiligheidsniveau dat beoogd wordt, worden in een volgende stap het probabilistisch model en de parameters van de basisvariabelen (bvb. materiaaleigenschappen en belastingen)

vastgelegd. Bijkomende informatie afkomstig van inspecties, proeven en monitoring kunnen hierbij ook in rekening gebracht worden door gebruik te maken van Bayesiaanse updatingstechnieken. Er dient echter opgemerkt te worden dat hierbij de invloed van meetonzekerheden niet mag verwaarloosd worden.

Het probabilistisch modelleren kan uitgevoerd worden op basis van een grenstoestandsvergelijking in gesloten vorm (gebruik makend van FORM analyses) of door middel van het herhaaldelijk uitvoeren van deterministische analyses met gegenereerde vectoren van willekeurige realisaties van veranderlijke (i.e. gebaseerd op simulaties; bijvoorbeeld ruwe Monte Carlo simulaties, importance sampling, latin hypercube sampling, response surface modellering in combinatie met FORM, directional sampling,...). Uiteindelijk kan de betrouwbaarheid van de constructie beoordeeld worden door de berekende waarde van de betrouwbaarheidsindex β te vergelijken met de richtwaarde β_t .

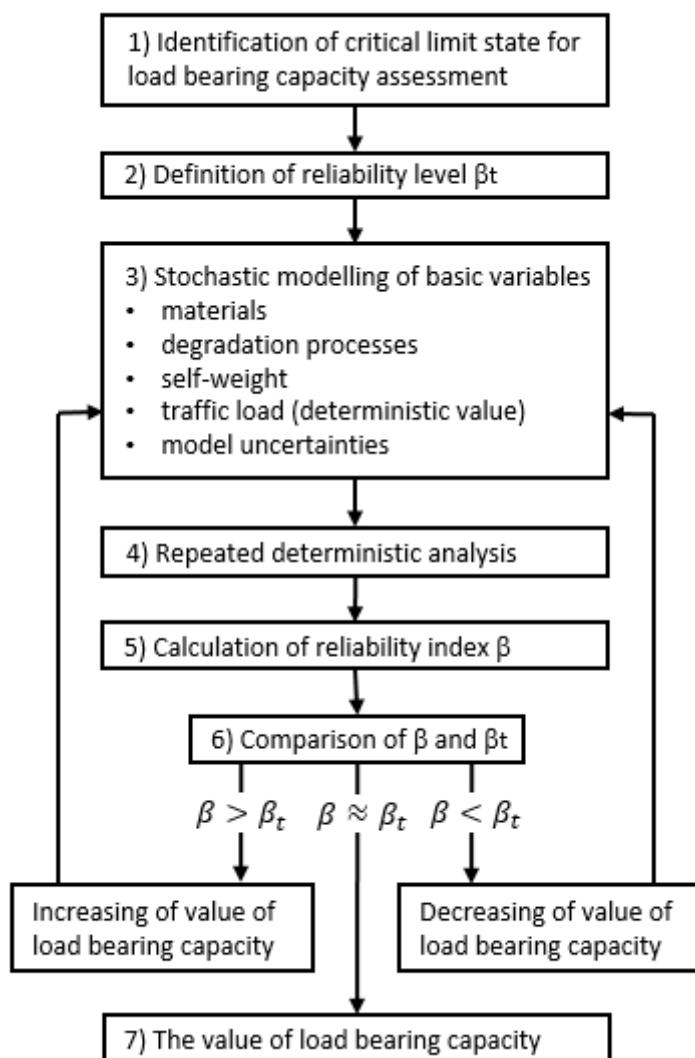


Fig. 1: Proces van het probabilistisch beoordelen van het draagvermogen van een constructie gebruik makend van simulatietechnieken (Somodikova et al. (2016))

De meest gebruikte techniek voor het uitvoeren van dergelijke probabilistische analyses is de Monte Carlo simulatiemethode (of een variant daarvan, zoals eerder vermeld). Helaas is het vaak niet haalbaar om de ruwe Monte Carlo methode toe te passen in het geval van complexe structurele modellen vanwege de hoge computationele ‘kost’ voor het herhaaldelijk uitvoeren van de volledige structurele analyse. Bovendien worden geavanceerde lineaire en niet-lineaire

numerieke methodes steeds belangrijker voor het modelleren van het structureel gedrag vanwege hun vermogen om het werkelijke constructieve gedrag nauwkeuriger te beschrijven en de analyse van meer complexe structurele systemen mogelijk te maken, in het bijzonder in het geval van bestaande structuren waarvoor degradatie (bijvoorbeeld gerelateerd aan corrosie) moet worden gemodelleerd. Een voorbeeld van dit laatste wordt weergegeven in Fig. 2, waar het effect van de expansie ten gevolge van corrosie op de scheurvorming (en dus een reductie van de sterkte en stijfheid van de doorsnede) in een betonplaat geïllustreerd wordt.

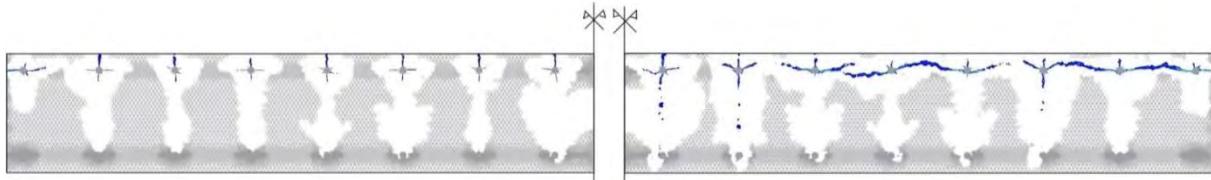


Fig. 2: Numerieke simulatie van scheurvorming ten gevolge van wapeningscorrosie voor twee verschillende corrosiepercentages

Echter, in een probabilistisch kader moeten zulke geavanceerde constructieve analyses verschillende honderden keren uitgevoerd worden, wat resulteert in een hoge computationale kost. Een mogelijkheid om het aantal benodigde evaluaties van de grenstoestandsvergelijking te reduceren, is het gebruik van de zogenaamde Latin Hypercube Sampling (LHS) methode, die in staat is om het volledige domein van de willekeurige variabelen te beschrijven op basis van een relatief klein aantal simulatiesets (Novák et al., 2014).

Vaak worden laboratoriumtesten, proefbelastingscampagnes, complexe monitoring-procedures en inverse analysetechnieken gebruikt om de eerder genoemde vereiste invoerparameters te bepalen. Men dient zich ervan bewust te zijn dat deze werkwijze vaak slechts een schatting oplevert. Bijgevolg verschaffen de lineaire en niet-lineaire numerieke analyses ook alleen het constructief gedrag dat geassocieerd is met de geschatte parameters van de veranderlijken op basis van de steekproeven. Het is dan ook van belang om statistische onzekerheden, meetonzekerheden en modelonzekerheden adequaat in rekening te brengen en gebruik te maken van het updaten van informatie op basis van laboratoriumproeven, proefbelastingen, monitoring, enz. om een adequate beoordeling van de constructieve betrouwbaarheid te maken. Dit levert belangrijke uitdagingen voor hedendaags onderzoek.

3. Sterktebeoordeling van bestaande constructies aan de hand van aangepaste partiële factoren: een semi-probabilistische werkwijze

Momenteel laten de semi-probabilistische methodes (d.w.z. de methodes op basis van partiële factoren, zoals deze aangewend in de Eurocodes voor nieuwe constructies) niet toe om rekening te houden met alternatieve informatie bvb. met betrekking tot een gewijzigd betrouwbaarheidsniveau of met bijkomende informatie van monitoring, proeven, enz.. Nochtans dient dergelijk informatie zeker en vast in rekening gebracht te worden bij het nemen van beslissingen omtrent bestaande constructies.

Binnen *fib* Commissie 3 (en meerbepaald Task Group 3.1) zijn twee methodes ontwikkeld voor het beoordelen van bestaande constructies, namelijk de Design Value Method (DVM) en Adjusted Partial Factor Method (APFM). Deze maken het mogelijk om een vrij eenvoudige en duidelijke, maar objectieve en coherente veiligheidsevaluatie van bestaande betonconstructies uit te voeren. De voorgestelde werkwijze is bovendien compatibel met de huidige Eurocodes voor het ontwerpen van nieuwe constructies, maar biedt daarnaast de mogelijkheid om alternatieve waarden in rekening te brengen voor de richtwaarde voor het betrouwbaarheidsniveau, alternatieve waarden voor de referentieperiode en ook geüpdateerde informatie op basis van bijvoorbeeld inspectiegegevens en resultaten van proeven, omdat deze allen de partiële factoren in de constructieve betrouwbaarheidsbeoordeling van

bestaande structuren aanzienlijk beïnvloeden. Om een en ander te illustreren, wordt in de volgende paragrafen kort de APFM uiteengezet. Een grondiger beschrijving van beide methodes en hun prestaties is terug te vinden in (Caspee et al. 2013).

De basisfilosofie van de APFM bestaat erin voor bestaande constructies een aangepaste partiële factor $\gamma_{X,exist}$ te bepalen voor alle basisveranderlijken en deze vervolgens in rekening te brengen in het nazicht van de grenstoestand. Hierbij wordt rekening gehouden met alternatieve waarden voor de referentieperiode t_{ref} , de richtwaarde voor het betrouwbaarheidsniveau β en de variatiecoëfficiënt V_X van de betreffende veranderlijke. Voor een gegeven veranderlijke X wordt deze partiële factor bekomen door eenvoudigweg de partiële factor γ_X zoals gespecificeerd in de Eurocodes voor nieuwe constructies te vermenigvuldigen met een aanpassingsfactor ω_γ :

$$\gamma_{X,exist} = \omega_\gamma(t_{ref}, \beta, V_X) \cdot \gamma_X \quad (1)$$

In EN1990 wordt een semi-probabilistische werkwijze gebruikt om het nazicht van grenstoestandsvergelijkingen uit te voeren. De daarbij gebruikte partiële factoren kunnen worden afgeleid op basis van de zogenaamde ‘vereenvoudigde’ methode van niveau II, hetgeen eveneens toelaat om vergelijkingen op te stellen voor de aanpassingsfactoren ω_γ . Bijgevolg kan een reeks eenvoudig te gebruiken grafieken gegenereerd worden, hetgeen een belangrijk voordeel is voor de praktische toepasbaarheid van het voorgestelde ontwerperformaat in de praktijk. Een overzicht van de voorgestelde aanpassingsfactoren is gegeven in Tabel 1. Aangezien de richtwaarde voor het betrouwbaarheidsniveau een inputparameter is, blijven de voorgestelde formules (of grafieken) voor de aanpassingsfactoren geldig onafhankelijk van de (nationale) overwegingen in verband met veiligheid voor personen en economische overwegingen.

In Tabel 1 zijn de kenmerken met betrekking tot nieuwe constructies aangeduid met ‘ en die voor bestaande constructies met ‘, β is de betrouwbaarheidsindex, t_{ref} de referentieperiode (meestal gelijk beschouwd aan de restlevensduur) en V_X is de variatiecoëfficiënt van de betreffende veranderlijke. Verder zijn de sensitiviteitsfactoren α_R en α_E beschouwd als invariant onder de aanpassingsprocedure, en worden – zoals courant gebruikelijk – gelijk genomen aan respectievelijk 0,8 en -0,7.

De partiële factoren gerelateerd aan de modelonzekerheden γ_{Rd} , $\gamma_{Ed,G}$ en $\gamma_{Ed,Q}$ kunnen berekend worden volgens vergelijkingen (2) en (3):

$$\gamma_{Rd} = 1 / (1 - \alpha_R \cdot 0,4 \cdot \beta \cdot \delta_\theta) \quad (2)$$

$$\gamma_{Ed} = 1 - \alpha_E \cdot 0,4 \cdot \beta \cdot \delta_\theta \quad (3)$$

Veranderlijke	Aanpassingsfactor
Materiaaleigenschap X	$\omega_\gamma = \frac{\gamma_{Rd}(\beta'')}{\gamma_{Rd}(\beta')} \cdot \exp \left(\alpha_R \beta' V'_X \left(\frac{\beta'' V''_X}{\beta' V'_X} - 1 \right) - 1.645 V'_X \left(\frac{V''_X}{V'_X} - 1 \right) \right)$
Permanente belasting	$\omega_\gamma = \frac{\gamma_{Ed}(\beta'')}{\gamma_{Ed}(\beta')} \cdot \frac{1 - \alpha_E \beta'' V'_G}{1 - \alpha_E \beta' V'_G}$
voorgescreven belastingen in gebouwen	$\omega_\gamma = \frac{\gamma_{Ed,Q}(\beta'')}{\gamma_{Ed,Q}(\beta')} \cdot \frac{1 + V''_{Qimp,5} [0,78 \ln(t''_{ref}/5) - 0,45 - 0,78 \ln(-\ln(\Phi(-\alpha_E \beta'')))]}{1 + V'_{Qimp,5} [0,78 \ln(t'_{ref}/5) - 0,45 - 0,78 \ln(-\ln(\Phi(-\alpha_E \beta')))]}$
Sneeuw- en windbelastingen	$\omega_\gamma = \frac{\gamma_{Ed,Q}(\beta'')}{\gamma_{Ed,Q}(\beta')} \cdot \frac{1 + V''_{Qclim,1} [0,78 \ln(t''_{ref}) - 0,45 - 0,78 \ln(-\ln(\Phi(-\alpha_E \beta'')))]}{1 + V'_{Qclim,1} [0,78 \ln(t'_{ref}) - 0,45 - 0,78 \ln(-\ln(\Phi(-\alpha_E \beta')))]}$

Tabel 1: Aanpassingsfactoren voor materiaaleigenschappen, permanente belastingen en veranderlijke belastingen

Voor materiaaleigenschappen is het gebruikelijk om twee types modelonzekerheden te beschouwen, d.w.z. $\gamma_{Rd} = \gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2}$, waar γ_{Rd1} de partiële factor is die rekening houdt met

modelonzekerheden en γ_{Rd2} de partiële factor die rekening houdt met de geometrische onzekerheden. De bijbehorende variatiecoëfficiënten V_θ zijn weergegeven in Tabel 2, samen met de waarden V'_X die aangenomen mogen worden voor nieuwe constructies.

Veranderlijke	COV V_X van de modelonzekerheid	COV V'_X te beschouwen voor nieuwe constructies
Betondruksterkte	$V_{\theta,Rd1,c} = 0.075$ $V_{\theta,Rd2,c} = 0.075$	$V'_c = 0.15$
Vloeigrens wapeningsstaal	$V_{\theta,Rd1,s} = 0.02$ $V_{\theta,Rd2,s} = 0.04$	$V'_s = 0.05$
Permanente belasting	$V_{\theta,G} = 0.065$	$V'_G = 0.10$
Voorgeschreven belastingen in gebouwen	$V_{\theta,Q} = 0.11$	$V'_{Qimp,5} = 0.45$
Sneeuw- en windbelastingen	$V_{\theta,Q} = 0.11$	$V'_{Qclim,1} = 0.25$

Tabel 2: Variatiecoëfficiënten (COV)

4. Onderzoeksuitdagingen op vlak van het omgaan met ruimtelijke variaties en beperkte data

Zowel materiaaleigenschappen van betonconstructies als degradatieprocessen kennen een significante ruimtelijke variatie die samenhangt met onzekerheden als gevolg van bijvoorbeeld effecten van uitvoering, materiaalheterogeniteit, omgevingsinvloeden en andere factoren, resulterend in zowel aleatorische als epistemische ruimtelijke onzekerheden. Dergelijke ruimtelijke variaties en onzekerheden beïnvloeden de beoordeling van bestaande constructies voornamelijk in relatie tot twee aspecten, namelijk (1) de ruimtelijke variatie moet in aanmerking worden genomen bij het specificeren van inspectie-, test- en monitoringstrategieën en (2) de ruimtelijke variatie moet in rekening worden genomen bij de duurzaamheids- en/of structurele beoordeling van de bestaande constructie. Er is echter nog een sterke inspanning op onderzoeksvlak nodig om te komen tot een praktische implementatie van ruimtelijke onzekerheden bij het beoordelen van bestaande constructies.

Met betrekking tot de eerste invloed van ruimtelijke variatie moeten volgens de *fib Model Code 2010* de locaties waar inspectie-, test- en monitoringsactiviteiten worden ondernomen, zorgvuldig worden geselecteerd zodat de gewenste informatie over de degradatie van materialen en/of structurele prestaties kan worden verkregen. Hierbij moet rekening gehouden worden met factoren zoals: de meest waarschijnlijk optredende mechanismen en de mate van degradatie, de milieuomstandigheden, de onderhoudstrategie, en de inspectie-, test- en monitoringregimes die werden gedefinieerd op het moment van ontwerp of evaluatie. Deze vereiste hangt sterk af van de ervaring van de ingenieur, die beslist wanneer, waar en hoeveel metingen worden verricht. Een groot aantal metingen resulteert echter niet altijd tot een toename van informatie, maar wel tot een toename van de kosten. Men moet bovendien in gedachten houden dat op basis van deze meetresultaten de planning en het ontwerp voor de herstelling worden vastgelegd, wat vaak gerelateerd is aan een interventie en hoge kosten. Daarom moet de vraag "waar te meten" worden beantwoord rekening houdend met de ruimtelijke variabiliteit in de constructie en de vraag "hoeveel metingen moeten worden uitgevoerd" moet in verband gebracht worden met de verwachte waarde van de informatie die door elke meting kan worden geleverd.

Met betrekking tot de tweede invloed van ruimtelijke variatie, vormt het een uitdaging om het systeemgedrag van een degraderende constructie te bepalen rekening houdend met de ruimtelijke variaties. Omdat de meeste degradatieprocessen in constructies ruimtelijk verdeeld zijn en de voortgang van de degradatie op verschillende locaties in een constructie gecorreleerd is, strekt het tot aanbeveling om bij de globale beoordeling de structuur als geheel te beschouwen (zie bijvoorbeeld Li *et al.* 2004, Faber *et al.* 2006, Stewart & Mullard 2007, Straub *et al.* 2009). Het grootste probleem houdt verband met het feit dat de meeste

(geaccepteerde) levenscyclusmodellen ontwikkeld worden als een eendimensionaal proces (zie bijvoorbeeld de *fib* Model Code voor Service Life Design, *fib* Bulletin 34) en dus gebeurt de evaluatie gewoonlijk door de verificatie van een gewenst betrouwbaarheidsniveau op één enkele locatie in de structuur (waarbij meestal de 2D of 3D effecten van propagatie en degradatie worden verwaarloosd). Om te komen tot een 2D of 3D analyse is er in de literatuur een aanzienlijke hoeveelheid onderzoek beschikbaar om propagatie- en schade-initiatiemodellen te koppelen aan niet-lineaire eindige elementenberekeningen (zie bijv. Cavaco et al. 2013), maar een dergelijke procedure is nog niet ingebed in algemeen aanvaarde technische richtlijnen. Echter, met betrekking tot de evaluatie van de constructie op basis van de lokale beoordeling van de levensduur (bijvoorbeeld gebaseerd op de algemeen aanvaarde levensduurmodellen die op een enkele locatie in de structuur worden geëvalueerd), is er bijna geen onderzoek beschikbaar, aangezien een dergelijke evaluatie computationeel veeleisend is. Een interessante en innovatieve manier om het constructief gedrag van een systeem te beoordelen, rekening houdend met de degradatie op verschillende locaties (elementniveau), is te vinden in (Schneider et al. 2015). Hierin werd een Dynamic Bayesian Network (DBN) model ontwikkeld dat rekening houdt met de ruimtelijke variabiliteit van het corrosieproces (rekening houdend met de ruimtelijke correlatie) en waarin nieuwe computationele strategieën zijn opgenomen voor probabilistische beoordeling en Bayesiaanse updaten van ruimtelijke degradatie volgens (Straub 2011, Papakonstantinou & Shinozuka 2013).

Wat betreft het toepassen van stochastische velden, kan het in bepaalde gevallen voldoende zijn om de betrouwbaarheidsanalyses te baseren op een willekeurige schatting van een ruimtelijk homogene materiaaleigenschap. Hoewel deze aannname vaak wordt gemaakt voor nieuwe constructies, is deze aanname meestal niet aangewezen in het geval van de analyse van degraderende constructies omdat deze inherent onderworpen is aan ruimtelijke spreiding, zoals eerder aangegeven.

Op basis van een empirisch semi-variogram kan de ruimtelijke variabiliteit worden gemodelleerd op basis van experimentele gegevens, maar er zijn meestal onvoldoende gegevens beschikbaar om een betrouwbaar semi-variogram voor aan beton gerelateerde eigenschappen samen te stellen via maximale waarschijnlijkheidsschattingen of de kleinste-kwadratenmethode, vooral voor wat betreft eigenschappen die door middel van destructieve proeven moeten beoordeeld worden. Vandaar dat vaak aannames voor de parameters van een stochastisch veld worden gemaakt, voornamelijk wat betreft de correlatielengte, die zeer moeilijk te schatten is. Om het probleem met betrekking tot het gebrek aan gegevens te verhelpen, teneinde bijvoorbeeld de correlatielengte (als hoofdparameter van het stochastisch veld) adequater in te schatten, kunnen Bayesiaanse updatingtechnieken worden gebruikt. Op deze wijze kunnen de parameters van de covariantiefunctie rigoureus en minder dubbelzinnig geschat worden, aangezien dit toelaat om aan de hand van een beperkt aantal extra metingen a priori informatie over parameters van vergelijkbare stochastische velden bij te werken (Criel et al. 2014). Markov chain Monte Carlo simulaties kunnen hierbij worden aangewend.

5. Conclusies

Het beoordelen van bestaande constructies wint meer en meer aan belang ten gevolge van een verouderend patrimonium. Dit stelt hedendaagse uitdagingen aan onderzoek en ontwikkelingen. Vooral het behandelen van onzekerheden speelt hierbij een belangrijke rol. Principes voor het beoordelen van bestaande constructies zijn reeds geruime tijd bekend, maar dienen omgevormd te worden tot praktisch hanteerbare richtlijnen voor alledaagse situaties. Onder andere een semi-probabilistische werkwijze aan de hand van aangepaste partiële factoren kan hiervoor een oplossing bieden en in dit artikel werd een dergelijke werkwijze kort voorgesteld. Er zijn echter nog steeds vele onderzoeksuitdagingen om een realistischere representatie van degradatieprocessen in rekening te brengen, zeker voor wat betreft de ruimtelijke variabiliteit van dergelijke fenomenen, die de duurzaamheids- en sterktebeoordeling van bestaande constructies in belangrijke mate beïnvloeden.

Stochastische velden kunnen hiervoor een oplossing bieden, hoewel zich daarvoor een belangrijk probleem stelt voor wat betreft het omgaan met beperkte data.

6. Referenties

- Caspee R., Sykora M., Allaix D. L. & Steenbergen R. (2013) The Design Value Method and Adjusted Partial Factor Approach for Existing Structures. *Structural Engineering International*, 23(4), 386–393.
- Cavaco E.S., Casas J.R., Neves L.A.C. & Huespe A.E. (2013) Robustness of corroded reinforced concrete structures – a structural performance approach. *Struct. Infrastruct. Eng.* 9(1):42-58
- Criel P., Caspee R., & Taerwe L. (2004) Bayesian updated correlation length of spatial concrete properties using limited data. *Computers and Concrete*, 13(5), 659–677.
- Faber M.H., Straub D., Maes M.A. (2006) A computational framework for risk assessment of RC structures using indicators. *Comput. Aided Civil Infrastruct. Eng.* 21(3):216-230
- fib (2006) fib Bulletin 34 - Model Code voor Service Life Design
- fib (2017) fib Bulletin 80 – Partial factor methods for existing concrete structures.
- ISO (2003) ISO 13822:2003 - Bases for design of structures - Assessment of existing structures, Geneva, Switzerland
- ISO (2015) ISO 2394:2015 - General principles on reliability for structures, Geneva, Switzerland.
- Li Y. (2004) Effect of spatial variability on maintenance and repair decisions for concrete structures. PhD Thesis, TU Delft, Delft, The Netherlands
- Novák D., Teplý B., Lehký D., Pukl R., (2013) Probabilistic life-cycle assessment of civil engineering concrete structures, in: Safety, Reliability, Risk and Life-Cycle Performance of Structures and Infrastructures - Proceedings of the 11th International Conference on Structural Safety and Reliability, ICOSSAR 2013. pp. 4739–4742
- Papakonstantinou K.G. & Shinozuka M. (2013) Spatial stochastic direct and inverse analysis for the extent of damage in deteriorated RC structures. *Comput. Struct.* 128:286-296
- Somodikova M., Lehky D., Dolezel J., Novak D. (2016) Modeling of degradation processes in concrete: probabilistic lifetime and load-bearing capacity assessment of existing reinforced concrete bridges. *Eng. Struct.* 119:49-60
- Straub D., Malioka V., Faber M.H. (2009) A framework for the asset integrity management of large deteriorating concrete structures. *Struct. Infrastruct. Eng.* 5(3):199-213

RESTAURATIE METALEN BRUGCONSTRUCTIES

**Bas de Ruiter
Dirk van der Tol
Iv-Infra b.v.**

1. Inleiding

Het historische centrum van Dordrecht bestaat uit 3 eilanden. Deze worden van elkaar gescheiden door binnenwateren, waarvan een deel in gebruik is als binnenhaven. Door de eeuwen heen heeft Dordrecht geleefd van handel en transport over het water. Zowel om als door de stad is veel (vaar)water aanwezig, wat alle gelegenheid biedt voor transport en overslag en faciliteiten vraagt voor opslag van goederen. Dit vraagt het nodige aan infrastructurele voorzieningen, zoals havens en ontsluiting daarvan. Daarom zijn de eilanden ook met elkaar verbonden via 24 oeververbindingen in de vorm van bruggen.

Al deze infrastructurele voorzieningen (waarvan een deel monumentaal is) vragen van de gemeente Dordrecht de nodige inspanning ten aanzien van de instandhouding ervan. Daarbij staat de Stadsbeheerorganisatie voor diverse vraagstukken, zoals:

- Ontwikkelingen in de opvattingen over constructieve veiligheid. Het uitgangspunt is altijd geweest dat iedere brug altijd de op die locatie zwaarste mogelijke belasting moet kunnen dragen. In het verleden (tot in de 19^{de} eeuw) vertrouwde men daarbij op de kennis en ervaring van de bouwer. In de huidige situatie moet dit rekenkundig aantoonbaar zijn. Daarvoor is het nodig inzicht te hebben in welke constructieve capaciteit kan worden toegekend aan de in het verleden toegepaste materialen en constructievormen.
- De historische constructies zelf hebben echter ook in mindere of meerdere mate te lijden gehad, wat enerzijds invloed heeft op de draagkracht en verdisconteerd moet worden in de beoordeling ervan. Anderzijds gaat het om degradaties die hersteld moeten worden. Deze zijn samen te vatten als mechanische en chemische degradatie. Voorbeelden daarvan zijn:
 - mechanisch: overbelasting door verkeer in het normale gebruik of door uitzonderlijk gebruik, calamiteiten zoals aanrijding en aanvaring, zettingen in de ondergrond, vermoeiing en vandalisme.
 - chemisch: corrosie (materiaalfname), spleetcorrosie (roestlamellen tussen metalen delen, waardoor deze van elkaar af worden gedrukt), contactcorrosie (een vorm van corrosie waarbij de minst edele metaallegering wordt opgeofferd).
- Welk effect hebben de huidige reparatietechnieken op historische constructies en welke randvoorwaarden stelt het in het verleden toegepaste materiaal aan de toepasbaarheid van reparatietechnieken?

In dit artikel wordt ingezoomd op enkele recente renovatieprojecten van een drietal van deze bruggen in het historische centrum van de stad. Het gaat om twee monumentale constructies met een ijzeren draagconstructie. Deze bruggen betreffen de "Lange IJzeren Brug" en de "Pelserbrug". Een derde kunstwerk betreft de brug in het Scheffersplein over de Voorstraatshaven, die geen monumentale status heeft, maar wel onderdeel uitmaakt van het beschermd stadsgezicht.

Voor alle drie de bruggen geldt dat deze onderdeel uitmaken van de historische binnenstad van Dordrecht. Deze historische binnenstad, alsmede de omringende "19de eeuwse schil" herbergt een groot aantal rijksmonumenten, gemeentelijke monumenten en beeldbepalende objecten. Het gebied wordt intensief gebruikt voor wonen, werken en recreatie. De drie bruggen vormen hierin karakteristieke en veelgebruikte verbindingen voor voetgangers en, in het geval van de brug in het Scheffersplein, ook voor bevoorradingenverkeer. Tevens wordt het Scheffersplein regelmatig gebruikt voor grote publieksevenementen.

Bij de Lange IJzeren Brug en de Pelserbrug vormde de technische toestand aanleiding tot vragen over het draagvermogen van de bruggen. In het geval van de Brug in het Scheffersplein

was een vergunningaanvraag voor een evenement de aanleiding de draagkracht te onderzoeken.



Fig.1: Lange IJzerenbrug



Fig. 2: Pelserbrug



Fig. 3: Scheffersplein

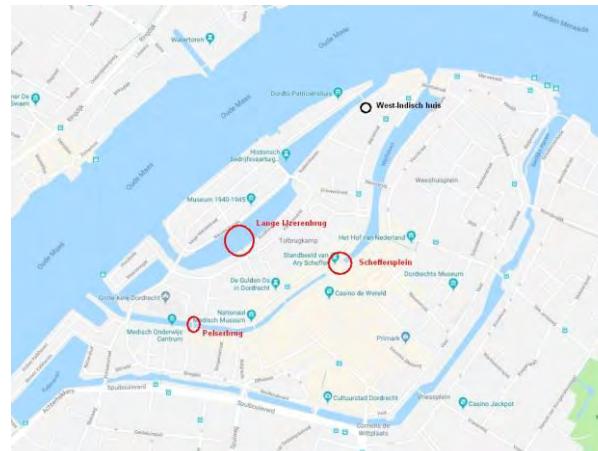


Fig. 4: Situering

2. Lange IJzeren Brug

2.1. Constructie van de brug

De Lange IJzeren Brug is een voetgangersbrug in de Nieuwe Haven te Dordrecht. Het betreft een uit verschillende soorten ijzer samengestelde brug met beweegbaar middendeel. De brug is ontworpen door G.N. Itz in 1856 en gebouwd door ijzergieterij L.I. Enthoven & Co. De brug is van belang uit oogpunt van oudheidkundige en volkskundige waarde.

De brug is gedeeltelijk beweegbaar, waardoor de gehele Nieuwe Haven toegankelijk is voor bijv. zeiljachten.

De Lange IJzeren Brug bestaat uit twee vaste delen van ca. 25 m lang en in het midden een tweetal beweegbare kleppen. De vaste brugdelen zijn elk opgelegd op 5 stuks identieke ijzeren 'pijlers' en op een afwijkende pijler ter hoogte van de beweegbare klep. Deze pijlers bestaan uit T-vormige ijzeren staanders 'verticale poten' en staan op een houten fundering, bestaande uit kespen op houten palen. De landhoofden bestaan uit metselwerk en beton. Het brugdek bestaat uit hardhouten planken.

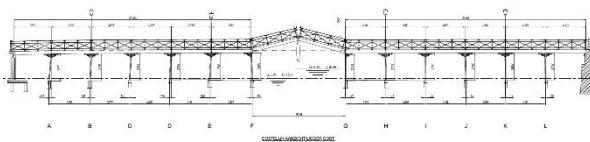


Fig. 5: Zijaanzicht Lange IJzerenbrug

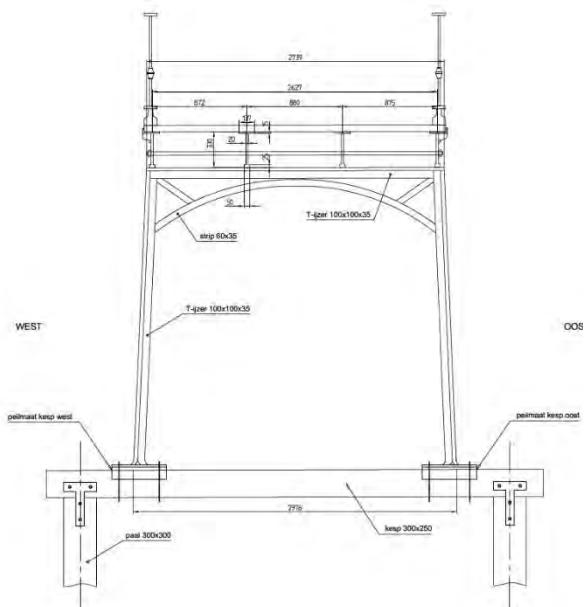


Fig. 6: Dwarsdoorsnede Lange IJzerenbrug

2.2. Aanleiding voor het onderzoek

De aanleiding voor onderzoek was het in 2004 geplande groot onderhoud aan de brug. Normaal bestaat dit uit het opnieuw conserveren van de ijzerconstructie en het waar nodig vervangen van houten delen. Bij de voorbereiding van deze werkzaamheden werden echter ongebruikelijke schades geconstateerd, die nader onderzoek naar de constructie vereisten. De vraag aan Iv was na te gaan welke onderhoudsmaatregelen (reparaties) uitgevoerd moesten worden om de komende 50 jaar (gerekend vanaf 2004) geen groot onderhoud meer uit te hoeven voeren. Hierin is ‘groot onderhoud’ op te vatten als een combinatie van conserveren en repareren.

2.3. Uitvoering en resultaat van het onderzoek

Het onderzoek startte met een visuele inspectie, waarbij de brug fijnmazig is geïnspecteerd en visueel waarneembare beschadigingen fotografisch zijn vastgelegd. Opvallende constateringen waren:

- Houten fundering:
 - verschuivingen van de palen t.o.v. de kespen. (Dit leidde tot de vragen hoe deze constructiedelen aan elkaar verbonden zijn en wat de oorzaak is van deze verschuivingen)
 - sporen van correctief onderhoud uit het verleden: kespen met afwijkende maten en onderlinge verbindingen.
- Noordelijk landhoofd (metselwerk op een houten fundering):
 - scheuren en verzakkingen
- Zuidelijk landhoofd (metselwerk) is reeds volledig (inclusief fundering) vervangen in 1996.
- Houten brugdek (azobé): lichte aantasting
- Draagconstructie:
 - aanzienlijke scheefstanden in de staanders van het zuidelijke vaste deel en geringe scheefstand in de staanders van het noordelijke vaste deel, voornamelijk in de richting van de doorvaart en in geringe mate in zijdelingse richting.



Fig. 7: Scheefstand staanders

- spleetcorrosie bij geboute bevestigingen tussen liggers en de pijlers en diverse bevestigingen van de beide brugkleppen.
- afgebroken ornamenten en beschadigde dagzichtprofielen
- aanvaarschade (vervormingen) bij de noordelijke brugklep en het portaal aan de noordzijde van de doorvaartopening.



Fig. 8: Spleetcorrosie verbindingen



Fig. 9: Spleetcorrosie verbindingen



Fig. 10: Afgebroken ornament



Fig. 11: Beschadigde dagzichtprofielen



Fig. 12: Vervorming brugklep



Fig. 13: Vervormd portaal

- Leuningwerk:
 - spleetcorrosie in de handregels,
 - afgebroken ornamenten,
 - enkele balusters vertonen breuken en verbuigingen.

Deze constateringen vroegen om aanvullend onderzoek. Aanvullende onderzoeks vragen waren:

- Is, gezien de geconstateerde scheefstanden van de ondersteuning van de brug, de draagkracht wel voldoende? (onderscheiden naar: houten paalfundering onder de brug, landhoofd en staalconstructie van de brug)
- Hoe zijn de geconstateerde beschadigingen en de draagkracht te herstellen?

Om deze vragen te kunnen beantwoorden moesten ook antwoorden komen op deelonderzoeks vragen, zoals:

- Wat is het einddoel van het herstel? (Is visuele overeenkomst met de oorspronkelijke situatie realiseerbaar en wenselijk?)
- Wat zijn de exacte scheefstanden van de draagconstructie van de brug?
- Welke typen ijzer zijn toegepast? En wat zijn de sterkte- en lasbaarheidsparameters daarvan? Aan de hand van de typen ijzer kan worden ingeschat welke spanning het materiaal aan kan, wat onmisbaar is voor een draagkrachtberekening. Ook is kennis van de chemische elementen in de toegepaste legering essentieel om te bepalen of en hoe er aan de constructie gelast kan worden. Dit is verder toegelicht in de alinea's over constructieve aspecten verderop in dit artikel.

In overleg met Monumentenzorg is besloten dat restauratie naar de oorspronkelijke situatie niet wenselijk is. Dit zou namelijk het huidige beeld teveel versturen en de doorvaarthoogte

onder de beweegbare kleppen van de brug verminderen. Wel moet voor het herstel zoveel mogelijk gebruik worden gemaakt van de huidige onderdelen.

De afmetingen van de onderdelen zijn nauwkeurig vastgelegd ten behoeve van de te hanteren rekenmodellen. Uit enkele constructieonderdelen zijn materiaalmonsters genomen. Hieruit bleek dat de langsliggers onder de brug bestaan uit grijs gietijzer en dat voor alle andere ijzeren onderdelen gebruik is gemaakt van welijzer. Aan de hand van literatuurgegevens (De spoorrichtlijn: Voorschriften Ontwerp Bruggen) zijn de uitgangspunten voor de sterkte van het gebruikte ijzer aangenomen. (zie Tabel 1)

Onderdeel	Kwaliteit	Buigsterkte	Treksterkte	Druksterkte	Schuifsterkte
Langsliggers	Grijs gietijzer (EN-GJL-150)	150 MPa	45 MPa	90 MPa	
Portalen	Welijzer	-	130 MPa	130 MPa	75 MPa

Tabel 1: Gehanteerde toelaatbare spanningen volgens ROB, normblad Werkspoor

Voor de constructieberekeningen is de brug gemodelleerd. De portalen onder de brug zijn daarbij beschouwd als 2D staafwerkmodellen. In de langsrichting is de brug geschematiseerd als statisch bepaald en met handberekeningen getoetst. Uit de constructieberekeningen op basis van de tijdens de renovatie vigerende norm (VOSB 1985) bleek dat de brug ruim voldoende draagkracht heeft voor het dragen van de normbelasting voor voetgangers 500 kg/m^2 . Dit komt er bij deze brug op neer dat er 800 personen tegelijk op de brug kunnen staan. Aan noordelijk landhoofd viel niet veel meer te rekenen. De visuele inspectie duidde op het bezwijken van de fundering. De enige manier om dit te herstellen was het gehele landhoofd te vervangen, inclusief de fundering.

Voor het herstellen van de scheefstanden van de ondersteuningen van de brug zijn diverse varianten beoordeeld. Hierbij is ervoor gekozen de scheefstanden van het zuidelijke deel op het niveau van het brugdek te corrigeren door het zuidelijke eindveld in te korten. Voor het corrigeren van de scheefstanden in het noordelijke brugdeel is ervoor gekozen het brugdek enkele centimeters in het nieuwe landhoofd op te nemen. Hierdoor ontstaat extra ruimte tussen de beide brugkleppen, waardoor de helling waaronder deze tegen elkaar rusten kleiner zou worden. Om de hellingshoek van de beide brugkleppen gelijk te houden aan de situatie van vóór de renovatie is ervoor gekozen aan de uiteinden van de beide brugkleppen een extra houten aanslag (voorhar) aan te brengen.

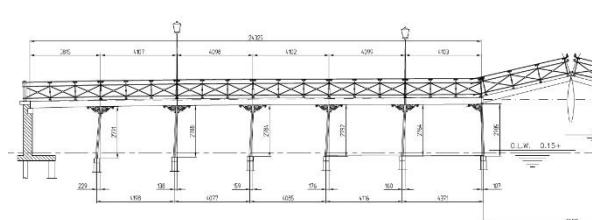


Fig. 14: Scheefstand zuidelijke portalen

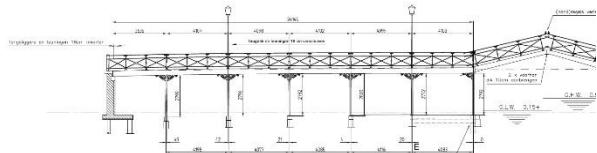


Fig. 15: Standcorrectie zuidelijke portalen

2.4. Herstell

Het herstel is uitgevoerd door aannemer Hillebrand uit Middelburg.

Het herstel is uitgevoerd door aannemer Timo Brink uit Middelburg. Om restauratie realiseerbaar te maken, moest de gehele brug worden gedemonteerd. Hierdoor kon ieder onderdeel afzonderlijk worden gestraald en gerepareerd. Het repareren is afhankelijk van onderdeel en aard van de schade uitgevoerd d.m.v. lassen of klinken. In de werkplaats konden de onderdelen ook geheel worden verduurzaamd door het ijzer te stralen, te schoopen en vervolgens te lakken.



Fig. 16: Transport per schip na demontage



Fig. 17: Losse onderdelen liggers brugklep



Fig. 18: Oppervlak liggers brugklep na stralen



Fig. 19: Geconserveerde ornamenten

Met name het leuningwerk vroeg bij de reparatie veel aandacht. Afgebroken en verdwenen delen (ornamenten) zijn vervangen. Gescheurde onderdelen konden worden dichtgelast en verbogen onderdelen opnieuw gericht. Ook het inkorten van het zuidelijke vaste brugdeel had zijn consequenties voor het leuningwerk.

Delen van de brug die niet afgevoerd konden worden, werden op locatie hersteld.

Het noordelijke landhoofd is geheel vervangen, inclusief de fundering.

De houten paalfundering is hersteld door de kespens weer op een juiste wijze aan de palen te bevestigen en één kesp te vervangen.

Vervolgens is de brug op locatie weer samengesteld door de verschillende onderdelen weer aan elkaar te bouteren. Vanuit de wens het eerstvolgende onderhoudsmoment zo ver mogelijk uit te stellen is ook het houten dek geheel vervangen.

3. Pelserbrug

3.1. Constructie van de brug

De Pelserbrug is een voetgangersbrug over de Voorstraathaven te Dordrecht. Het betreft een eenvoudige gietijzeren brug, steunend op gietijzeren gecanneleerde pijlers. De brug is ontworpen in 1873 door dhr. Linse (toenmalig Directeur Gemeentewerken) en gebouwd in 1874 door de firma Wed. D.A. Schretlen & Zoon te leiden. De brug speelt een belangrijke rol in het beschermd stadsgezicht van Dordrecht. Oorspronkelijk was de brug voorzien van een "oorgat", zodat schepen met een staande mast konden passeren. Deze functie is vervallen met de realisatie van de vaste "Leuvebrug" in 1937. De brug is van belang uit oogpunt van oudheidkundige en volkskundige waarde.

De Pelserbrug heeft een lengte van 13 meter en bestaat uit 3 overspanningen. De middelste overspanning heeft een doorvaartwijdte van 6 meter. Van dit deel is 1,5 meter bestemd voor het oorgat. Deze oorspronkelijke scharnierende ijzeren klep werd geopend door kettingen met contragewichten in de holle gietijzeren kolommen. Later is de klep vervangen door vaste stalen balkjes, welke provisorisch tussen de uitkragende geklonken liggers werden gelast.

Op de brug ligt een houten dek.

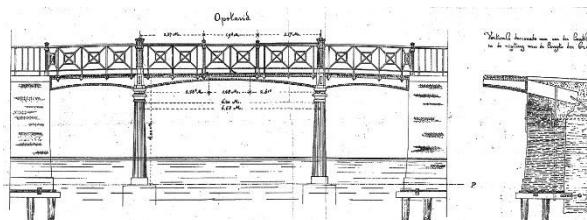


Fig. 20: Zijaanzicht Pelserbrug met liggerverankering



Fig. 21: Dichtgelast oorgat

3.2. Aanleiding voor het onderzoek

De brug was in 2005 na meer dan 130 jaar trouwe dienst toe aan een grondige renovatie. Het houten brugdek was compleet versleten en de vele scheuren in de gietijzeren balusters maakten duidelijk dat herstel dringend nodig was. Om een duurzaam herstel mogelijk te maken was het van belang na te gaan wat er aan de brug beschadigd is en wat hiervan de oorzaak is. Door deze oorzaak bij de bron aan te pakken wordt de duurzaamheid van het herstel bevorderd.

3.3. Uitvoering en resultaat van het onderzoek

Het onderzoek startte in 2005 met een visuele inspectie waarbij het volgende bleek:

- De kolommen onder de brug staan scheef. Waarschijnlijk is dit het gevolg van verplaatsing van de landhoofden;
- Op veel plaatsen worden onderdelen door roestvorming (spleetcorrosie) uit elkaar gedrukt. Ook is in de loop van de tijd door corrosie veel schade (materiaalafname) ontstaan.
- Een aantal van de gietijzeren balusters van het leuningwerk zijn kapot gedrukt. Dit is eveneens veroorzaakt door zetting vanuit de landhoofden, waardoor via de leuningen grote spanningen in de balusters zijn ontstaan.
- Het houten brugdek is zwaar aangetast door houtrot en zonder noodmaatregelen niet meer veilig beloopbaar.



Fig. 22: Scheefstand kolommen



Fig. 23: Spleetcorrosie en materiaalafname liggers



Fig. 24: Scheurvorming balusters leuningwerk



Fig. 25: Zwaar aangetast houten dek

Bijkomende vragen waren:

- Gezien de vele scheuren in de balusters is de vraag hoe deze ontstaan en herstelbaar zijn.
- Omdat ook hier tijdens de gebruikspériode van de brug wijzigingen in de functie van de brug zijn opgetreden, is de vraag of herstel naar de originele situatie plaats moet vinden (functionerend oorgat) of naar de situatie na de realisatie van de Leuvebrug.
- Ook werd een beoordeling van de draagkracht verlangd. Hoewel de geconstateerde schades niet duiden op overbelasting door (voetgangers)verkeer, was deze vraag relevant omdat het bij het uitvoeren van restauratiewerkzaamheden altijd van belang is inzicht te hebben in constructief kritische onderdelen, zodat deze bij de restauratie verbeterd kunnen worden.

In overleg met de gemeente Dordrecht en Monumentenzorg is besloten het oorgat wel voor het zicht te herstellen, maar het niet meer functionerend te maken.

Op niet in het oog springende plaatsen zijn materiaalmonsters genomen t.b.v. laboratoriumonderzoek naar de materiaalsoort. In het laboratorium zijn deze monsters onderzocht door middel van microscopisch structuuronderzoek. Hieruit bleek dat de kolommen en portaalliggers onder de brug bestaan uit grijs gietijzer. De liggers onder het houten dek bestaan uit welijzer. Voor dergelijke constructies is dat een gebruikelijke toepassing van deze materialen. Aan de hand van de in het laboratorium bepaalde materiaalsoorten zijn de materiaaleigenschappen van de sterkte en lasbaarheid aangenomen op basis van gegevens uit de literatuur.

Ook zijn de scheefstanden nauwkeurig ingemeten. Beide landhoofden zijn 10 cm gezet in de richting van het water. Aangezien de brug deze deformatie niet kon opnemen, is hierdoor het grootste deel van de aangetroffen breuken en scheuren veroorzaakt. De oorzaak van de scheefstand van de landhoofden bleek niet te onderzoeken. De fundering is verborgen onder de bodem van de Voorstraathaven en het metselwerk van de landhoofden en aanpalende percelen. Wel is bekend dat zich achter de huidige landhoofden nog resten bevinden van een voormalige Pelserbrug. Mogelijke instabiliteit van de landhoofden vormde een aandachtspunt voor de uitvoering van het restauratiewerk. Voor de gewenste kwaliteit van de restauratie zou de brug afgevoerd moeten worden naar een werkplaats om in geconditioneerde omstandigheden hersteld te worden. Daarbij zou het mogelijk zijn dat de landhoofden verder in de richting van het water zouden zetten omdat de brug er niet meer tussen "geklemd" zit. Als dat zou gebeuren, zou ook de beschikbare ruimte voor de brug kleiner worden, waardoor de brug na de restauratie niet meer teruggeplaatst zou kunnen worden.

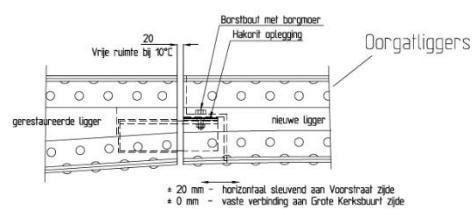
3.4. Herstel

De restauratie heeft plaatsgevonden in de winter van 2005 – 2006 door SPIE Hofman te Sliedrecht.

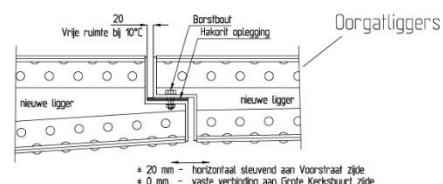
Om zetting van de landhoofden tijdens de afwezigheid van de brug te voorkomen zijn stempels tussen de landhoofden geplaatst waarin uitleesbare vijzelconstructies werden opgenomen. Hieruit bleek echter geen ontwikkeling tijdens het demonteren van de brug, waaruit geconcludeerd kon worden dat de landhoofden stabiel zijn. Om toch voorbereid te zijn op enige deformatie is een horizontale schuifverbinding in de middenoverspanning opgenomen op de locatie van het voormalige oorgat.



Fig. 26: Tijdelijke stempelconstructie



Detail nieuwe verbinding kantliggers



Detail nieuwe verbinding tussenliggers

Fig. 27: Horizontale schuifverbindingen

Bij het herstel zijn alle ijzeren onderdelen blank gestraald, gerepareerd, vervolgens met aluminium geschoopeerd en tenslotte afgelakt met een duurzaam conserveringssysteem. Met name bij de samengestelde geklonken liggers moesten grote delen vervangen worden omdat de restdikte na het stralen te gering zou zijn. Oude en nieuwe onderdelen werden aan elkaar verbonden d.m.v. hydraulisch klinken.

De in de landhoofden gemetselde delen van de uitkragende liggers en de trekverankeringen vormen een belangrijk constructief onderdeel. Doordat er veel onzekerheid bestond m.b.t vorm en conditie zijn deze delen geheel vervangen en in een nieuwe gewapend betonnen verankeringsbalk gestort. Aan de voorzijde van het metselwerk is een montagedeling in de liggers aangebracht.



Fig. 28: Voorbehandeling liggers in werkplaats



Fig. 29: Herstelwerkzaamheden liggers



Fig. 30: Hydraulisch klinken



Fig. 31: Nieuwe verankeringen in landhoofden

De kolommen onder de brug zijn weer verticaal gezet. Daarbij zijn aan de zuidzijde de kolomvoeten enkele centimeters verplaatst. De brugdelen tussen de kolommen en het noordelijke landhoofd zijn 10 cm ingekort en aan de zuidzijde is het dek 4 cm ingekort. Om de kans op conserveringsschade bij het aanbrengen van de nieuwe houten dekdelen te verkleinen zijn deze op hardhouten spijkerribben aangebracht.



Fig. 32: Plaatsing van de kolommen



Fig. 33: Montage liggers en leuningen

4. Brug in het Scheffersplein

4.1. Constructie van de brug

Het Scheffersplein ligt tussen de Voorstraat en Wijnstraat in Dordrecht. Een deel van dit plein overspant het water van de Voorstraathaven en bestaat uit drie verschillende typen draagconstructies. Het onderzoek richtte zich op de meest oostelijke overspanning van in totaal 21,6 meter breedte. Hier wordt het plein gedragen door gietijzeren spanten met een lengte van 16 meter, waar een betonnen dek en straatwerk op aangebracht zijn. De gietijzeren spanten dateren van 1854 en zijn gegoten door L.I. Enthoven & Co. te 's Gravenhage.



Fig. 34: Bovenzijde Scheffersplein



Fig. 35: Onderzijde Scheffersplein

4.2. Aanleiding voor het onderzoek

De aanleiding voor het onderzoek ontstond in 2011 en betrof een vergunningaanvraag bij gemeente Dordrecht voor het organiseren van een evenement. Daarbij zou ter gelegenheid van de landelijke intocht van St. Nicolaas een feest op het Scheffersplein worden georganiseerd. Er waren echter bij inspecties in het recente verleden schades (scheuren) in de gietijzeren spanten geconstateerd en nu was de vraag of het plein wel veilig gebruikt kon worden.

4.3. Uitvoering en resultaat van het onderzoek

Aangezien er niets bekend was van de sterkte van de gietijzeren spanten is een monster genomen t.b.v. materiaalonderzoek. Hieruit bleek dat het ging om grijs gietijzer van hetzelfde type als gebruikt bij de Lange IJzeren Brug. Dit bood aanknopingspunten voor een berekening. Hierbij zijn de gietijzeren spanten als 3D plaatmodellen met shell-elementen gemodelleerd om zo nauwkeurig mogelijk de spanningen in de constructie te bepalen. Als veiligheidsfactor op de maximaal toelaatbare spanning is uitgegaan van 1,5. Deze werkwijze was gangbaar bij het ontwerp van constructies voor de TGB 1972 van kracht werd.

Voor de belastingen is in de eerste instantie uitgegaan van de normbelasting van 5 kN/m² volgens de toen vigerende VOSB 1985. Uit de (statische) berekening bleek echter dat de capaciteit van de brug daarvoor onvoldoende was. Een mensenmenigte kon dus niet op dit deel van het plein worden toegelaten.

Uit de berekening bleek dat de draagkracht voldoende was voor maximaal 2,5 kN/m² (250 kg/m²). De tijdelijke oplossing om de feestelijke intocht van St. Nicolaas toch door te laten gaan werd gevonden in een selectief toelatingsbeleid voor dit deel van het plein.

Daarmee was echter nog geen definitieve oplossing gevonden. Aan het plein liggen restaurants en winkels die bevoorraad moeten worden. Gezien de aangetroffen schades aan de gietijzeren spanten was de constructieve capaciteit onvoldoende voor het dragen van dit verkeer.

Het onderzoek richtte zich op welke mogelijkheden de ruimte tussen het plein en de gietijzeren spanten bood om een constructie te realiseren met voldoende draagkracht. De constructie was nauwelijks toegankelijk voor het uitvoeren van landmeetkundige werkzaamheden. De oplossing hiervoor werd gevonden in het inzetten van een nieuwe techniek: 3D-laserscan.

Een 3D-laserscan scant met hoge snelheid d.m.v. een laser de afstand tot alles rondom het apparaat. Door het apparaat vanuit verschillende posities te laten meten en de scanposities van de scanner in 3D vast te leggen ontstaat een zgn. puntenwolk. Vanuit de puntenwolk kan met behulp van een speciaal verwerkingsprogramma een 3D-model worden gegenereerd. In dit 3D-model kunnen vervolgens met een grote nauwkeurigheid metingen worden uitgevoerd aan alle gescande onderdelen. Het is een snelle en nauwkeurige techniek voor het reproduceerbaar in beeld brengen van complexe vormen.

Het resultaat van het scannen was een 3D-image van de volledige constructie van brugdek, bestrating, straatmeubilair, leuning, spanten, landhoofden en alles wat daar aan kabel- en leidingwerk tussen opgenomen is.

De wens van de gemeente Dordrecht was het originele beeld van de bovenzijde van het plein en de gietijzeren spanten aan de onderzijde niet te wijzigen. De ruimte tussen de bovenzijde van de spanten en de onderzijde van de bestrating van het plein was daarmee beschikbaar voor een ontwerp waarmee het plein moest gaan voldoen aan verkeersklasse 30 (Dit komt overeen met een voertuig met 3 assen en een last van 10.000 kg per as).

Er zijn een aantal varianten opgesteld in beton en staal, waarbij diverse mogelijkheden werden onderzocht voor het versterken van de draagconstructie. Er werd onderzocht of de gietijzeren spanten dragend te integreren zijn in een nieuwe draagconstructie. Ook werden opties uitgewerkt waarbij de gietijzeren spanten geheel werden onlast door een tussen en over de spanten aangebrachte constructie. Naar dit laatste, in een uitvoering in voorgespannen beton, bleek de voorkeur uit te gaan.

Het idee om een nieuw dek te laten dragen door de originele spanten bleek technisch niet mogelijk. De nieuwe constructie moet aanzienlijk sterker zijn dan de oorspronkelijke. Daarvoor zou een dikkere betonnen vloer nodig zijn, die enerzijds niet te realiseren bleek in dezelfde beschikbare constructiehoogte en anderzijds te zwaar zou zijn om door de gietijzeren spanten gedragen te worden.

Ook het integreren van een nieuwe draagconstructie in de bestaande draagconstructie bleek niet wenselijk. Bekend is dat de stijfste constructie het grootste deel van de belasting zal dragen. Om een dergelijke constructie veilig te ontwerpen en realiseren moet daarom exact de verhouding tussen de stijfheden van de verschillende onderdelen bekend zijn. De stijfheid van de nieuwe constructie is daarbij nauwkeuriger te bepalen dan de stijfheid van de

oorspronkelijke gietijzeren constructie. De verdeling van de belasting is dus onzeker en dit houdt een risico in.

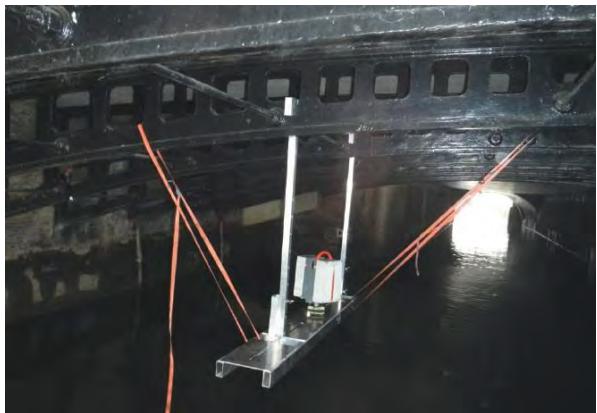


Fig. 36: Ophanging laserscanner

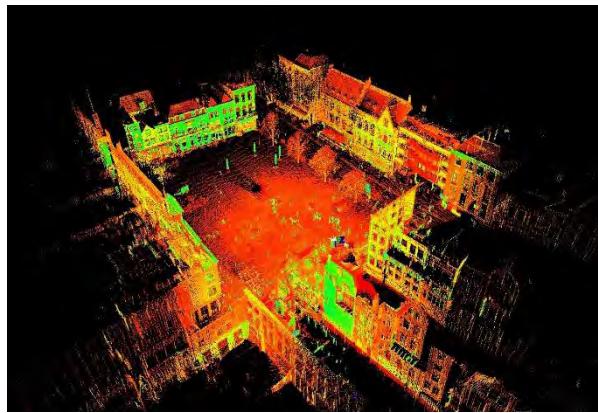


Fig. 37: 3D-puntenwolk bovenzijde

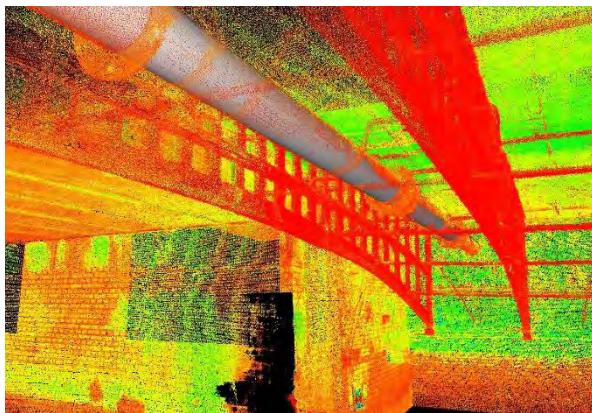


Fig. 38: 3D-puntenwolk onderzijde

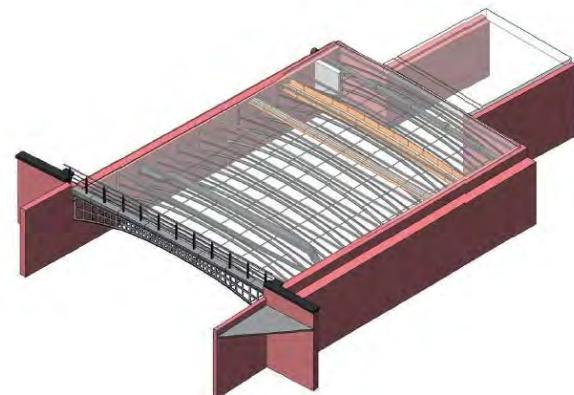


Fig. 39: 3D model Revit

Als de nieuwe constructie niet stijf genoeg zou zijn, komt vrijwel alle belasting op de originele constructie, waarvan bekend is dat deze te zwak is. Als deze bezwijkt, komt alle belasting op de nieuwe constructie die er juist op ontworpen is samen met de oorspronkelijke constructie de belasting te dragen. Het resultaat laat zich raden....

Daarom is ervoor gekozen een nieuwe zelfdragende constructie tussen en over de gietijzeren spanten te realiseren en de originele constructie volledig te ontladen.

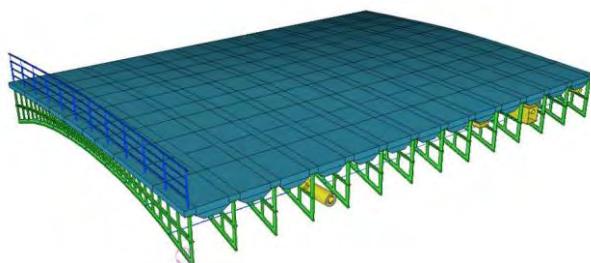


Fig. 40: Bovenaanzicht voorspanliggers

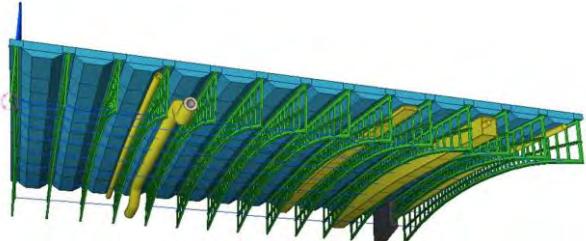


Fig. 41: Onderaanzicht voorspanliggers

4.4. Herstel

Het herstel is uitgevoerd door Ippel Civiele Betonbouw, Strabag BV.

Na het verwijderen van de bestrating is de betonnen rijvloer in zijn geheel verwijderd. De gietijzeren spanten zijn gestraald en opnieuw geconserveerd. Aangezien de overspanning in de nieuwe situatie niet meer zou rusten op de gietijzeren spanten, was het uitvoeren van reparaties aan de spanten niet nodig. In het metselwerk van de landhoofden zijn betonnen oplegbalken gecreëerd. Hierover zijn de voorgespannen betonnen liggers tussen de gietijzeren spanten aangebracht, zodat het gietijzer goed in het zicht bleef. Boven de gietijzeren spanten zijn betonnen balken aangebracht, zodat de bovenzijde toont als een egale betonnen vloer en de onderzijde een dragende functie van de spanten suggereert. Tenslotte zijn de kabels en leidingen weer op de originele posities aangebracht en is de bovenzijde weer als origineel afgewerkt.

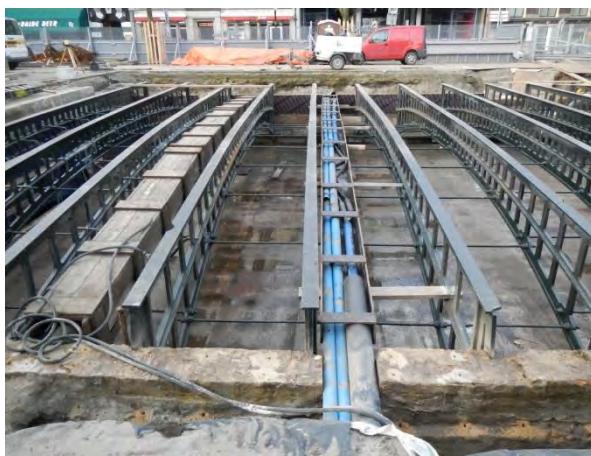


Fig. 42: Oude betondek verwijderd



Fig. 43: Aanbrengen nieuwe voorspanliggers

5. Constructieve aspecten bij restauratie

5.1. Verkeersbelasting toen en nu

Om te bepalen of een (brug)constructie nog veilig gebruikt kan worden dient deze in Europa, en dus ook in Nederland, getoetst te worden conform de Eurocode. Nu is er in de loop van de jaren veel veranderd. Dit betreft met name de optredende belastingen, de rekenveiligheden en de wijze van toetsing.

De eerste voorschriften verschenen pas in 1877. Deze gingen over de belastingen en de draagkracht van spoorbruggen. Voor die tijd waren er geen voorschriften en werden bestaande constructies in binnen- en buitenland gekopieerd en op basis van eigen ervaring verder ontwikkeld. In 1938 verschenen de eerste algemene voorschriften voor het vervaardigen van stalen bruggen (VOSB 1938). In deze norm hanteerde men 4 typen bruggen (klassen): (zie Fig. 44)

Bruggen in hoofdverkeerswegen, waarbij omleggen van het verkeer is uitgesloten.

Bruggen in hoofdverkeerswegen, wanneer de mogelijkheid bestaat een zeer zware wagen, als slechts bij uitzondering voorkomt, langs een (om)weg met bruggen, gebouwd volgens klasse A, te leiden.

Bruggen niet bestemd voor zeer zware voertuigen.

Bruggen slechts bestemd voor lichte voertuigen.

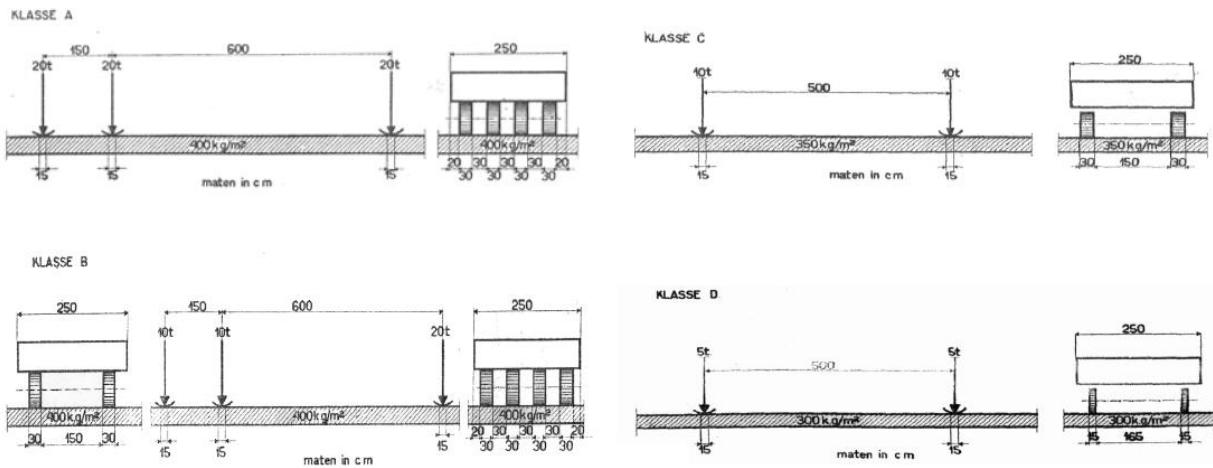


Fig. 44: Verkeersbelasting uit VOSB 1938

In 1938 gold voor de zwaarste klasse A een wagenbelasting van 600 kN (60 ton) en een gelijkmatig verdeelde belasting over de brug van 4 kN/m² (400 kg/m²). Voor de lichtste klasse D gold een wagenbelasting van slechts 150 kN (15 ton) en een gelijkmatig verdeelde belasting over de brug van 3 kN/m² (300 kg/m²). De huidige Eurocode EN 1991-2 kent voor de hoofdrijbaan slechts één wagenbelasting van 600 kN (60 ton) en een gelijkmatig verdeelde belasting over de brug van 9 kN/m² (900 kg/m²). Dit betekent dat de wagenbelasting t.o.v. de zwaarste klasse uit 1938 gelijk is gebleven, maar dat de gelijkmatig verdeelde belasting fors is toegenomen. Dit blijkt nodig door de toename van de verkeersintensiteit en de steeds zwaarder wordende vrachtwagens. Dit betekent dat voor bruggen in het hoofdwegennet het verschil in de uiteindelijke rekenbelasting (gebruiksbelasting inclusief veiligheidsfactoren) tussen toen en nu niet zo groot is. Voor bruggen in stedelijk gebied, welke vroeger met een lagere belasting (en dus niet volgens klasse A) zijn berekend, is er wel degelijk sprake van een verhoging van de rekenbelasting. Weliswaar voorziet de EN 1991-2 in een reductie (α_{Q1} en α_{q1}) op de verkeersbelasting voor bruggen met een lagere verkeersintensiteit, maar die reductie is slechts gering, aangezien deze varieert van minimaal 1,0 tot maximaal 0,74 voor verkeersbelasting. (zie Tabel 2)

Aantal vrachtwagens per jaar per rijstrook voor zwaar verkeer N_{obs}^a	α_{Q1} en α_{q1}				α_{qr}	
	Lengte van de overspanning of invloedslepte (L)					
	20 m	50 m	100 m	≥ 200 m		
$\geq 2\,000\,000$	1,0	1,0	1,0	1,0		
200 000	0,97	0,97	0,95	0,95	0,90	
20 000	0,95	0,94	0,89	0,88	0,80	
2 000	0,91	0,91	0,82	0,81	0,70	
200	0,88	0,87	0,75	0,74	0,60	

^a Tussengelegen waarden mogen worden geïnterpoleerd.

Tabel 2: Tabel NB.1 uit de NEN-EN 1991-2/NB

5.2. Verschillen in het toepassen van veiligheidsfactoren in constructieberekeningen

Voor de veiligheid zijn altijd marges aangehouden in het toetsen van constructies. Dit kan enerzijds door te ontwerpen op een hogere belasting dan werkelijk op zal treden, anderzijds door uit te gaan van een reductie van de toelaatbare spanning in het materiaal.

Voor 1991 zat de veiligheid van de constructie in het reduceren van de toelaatbare spanningen. Er was één factor van 1,5 waarmee de vloeispanning van het materiaal werd gereduceerd naar een toelaatbare spanning. Nadien werd er niet meer getoetst op een toelaatbare spanning maar met de rekenwaarde van de vloeispanning.

De veiligheid zit tegenwoordig in de belastingfactor. Dit is een factor waarmee de rekenbelasting wordt verhoogd om onzekerheden in de omvang van de belasting te verdisconteren. Hoe nauwkeuriger de belasting kan worden bepaald des te lager wordt de belastingfactor.

Voor het herbeoordelen van bestaande constructies kan in Nederland gebruik worden gemaakt van NEN 8700, de NEN 8701 en de Richtlijn Beoordeling Kunstwerken. Deze sluiten aan op de eurocode EN 1990.

Hiermee wordt getoetst óf en in hoeverre een oude constructie voldoet aan de huidige normbelasting.

Hierin wordt onderscheid gemaakt of men herbeoordeelt op verbouwniveau of afkeurniveau. De belastingfactoren in de NEN 8700 zijn lager dan in de EN 1990.

De belastingfactoren ($\gamma_{G,h,sup}$ en $\gamma_{G,j,int}$), en verminderingsfactor (ξ) voor nieuwe bruggen volgens de Eurocode zijn als volgt: (zie Tabel 3)

Tabel NB.13 – A2.4(B) — Belastingsfactoren voor wegverkeersbruggen en bruggen voor langzaam verkeer en voetgangers- en fietsbruggen STR/GEO (groep B)

Gevolgklasse	β	G			Verkeer (met $\psi = 1$)	Overig veranderlijk (met $\psi = 1$)
		$\gamma_{G,j,sup}$		$\gamma_{G,j,int}$		
		6.10a	6.10b (incl. ξ)	6.10a en 6.10b		
CC1	3,3	1,20	1,10	0,9	1,20	1,35
CC2	3,8	1,30	1,20	0,9	1,35	1,5
CC3	4,3	1,40	1,25	0,9	1,5	1,65

$\gamma = 0$ voor gunstig werkende veranderlijke belastingen

Voor γ_β zie de aanbevelingen in de desbetreffende materiaalgebonden Eurocodes 1992 t.m. 1999.

Voor de berekening van het effect van ongelijkmatige zettingen geldt dat $\gamma_{G,sel} = 1,20$ in het geval van een lineaire berekening en $\gamma_{G,sel} = 1,35$ in het geval van een niet lineaire berekening. Gunstig werkende zettingsverschillen worden niet in rekening gebracht. De grootte van de zettingen is bepaald op basis van de karakteristieke belastingscombinatie en de karakteristieke waarden voor de grond eigenschappen.

OPMERKING De factor K_{FI} volgens B 3.3 is in de waarden van γ verwerkt; voor de zettingsberekening blijft de betrouwbaarheidsdifferentiatie achterwege.

Tabel 3: Belastingfactoren uit de NEN-EN 1990+A1+A1/C2/NB

De overige symbolen in Tabel 3 houden in:

β : betrouwbaarheidsindex (hoe groter de gevallen van falen, hoe groter de benodigde betrouwbaarheid);

ψ : momentaanfactor.

De in Nederland van toepassing zijnde belastingfactoren volgens de NEN 8700 zijn lager, afhankelijk waarop beoordeeld wordt.

5.3. Toetsen op vermoeiing

In de loop van de tijd zijn steeds meer aspecten deel gaan uitmaken van toetsen op constructieve veiligheid. Een aspect dat tot het uitkomen van de VOSB 1963 geen aandacht kreeg, maar nu bij (gelaste en door vrachtwagen bereden) staalconstructies een hoofdrol speelt is de toets op vermoeiing. De toets op vermoeiing vormt een aanvulling op de beoordeling van de sterkte en de stabiliteit.

In de praktijk werkte deze toets bij de VOSB 1963 door de toelaatbare spanning te definiëren, afhankelijk van de grootte van spanningswisselingen en de vorm van lasdetails. Er waren slechts vijf vermoeiingscategorieën.

Tegenwoordig wordt op vermoeiing getoetst conform EN 1991-2. Daarbij wordt het effect van verschillende typen vrachtwagens (met ieder hun eigen aslasten, as-afstanden en frequentie van voorkomen) op de brug beoordeeld. (zie Tabel 4)

Tabel 4.7 – Verzameling van gelijkwaardige vrachtwagens

TYPE VOERTUIG			VERKEERSTYPE				
1	2	3	4	5	6	7	
AFBEELDING VAN DE VRACHTWAGEN	Afstand tussen de assen (m)	Gelijkwaardige aslast (kN)	Percentage vrachtwagens	Percentage vrachtwagens	Percentage vrachtwagens	Wieltype	
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B	
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B	
	3,20 5,20 1,30 1,30 90	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C	
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B	
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C	

Tabel 4: Vrachtwagens voor vermoeiing uit de EN 1991-2

Hierin wordt uiteraard wel onderscheid gemaakt in verkeerstype voor wegen voor de lange en middellange afstand en lokale wegen.

Het beoordelen van vermoeiing aan oude constructies vereist inzicht in welke belastingen in de loop van de tijd op hebben getreden. Aangezien de intensiteit van het verkeer exponentieel is toegenomen is het uitvoeren van een toets op vermoeiing aan oude constructies niet meer dan een benadering.

In de NEN 8701 staat in bijlage A beschreven hoe belasting in het verleden bepaald mag worden. Mooier is het als er tellingen beschikbaar zijn van wegen in de buurt.

In de EN 1993-1-9 & EN 1993-2 staan tabellen met classificaties van vermoeiingsgevoelige details. Hier staan veel details die in huidige brugconstructies worden toegepast.

Geklonken verbindingen staan hier echter niet in omdat dit type verbinding in nieuwbouw niet meer wordt toegepast. Hierdoor is deze norm niet bruikbaar voor een vermoeiingstoets van (oude) geklonken verbindingen.

Deze norm voor toetsen op vermoeiing maakt geen onderscheid in materiaalkwaliteit. De reden daarvoor is dat de vermoeiingsgevoeligheid van een detail meer afhankelijk is van kerven in het detail (las, bout, overgangen et cetera) dan de materiaalkwaliteit. De vermoeiingsclassificatie van een detail wordt daarom onafhankelijk van het toegepaste materiaal conform de vermoeiingsnorm EN 1993-1-9 bepaald op basis van de geometrie van het detail.

5.4. Het toetsen van klinknagelverbindingen

Toetsing van klinknagelverbindingen op sterkte kan uitgevoerd conform de EN 1993-1-8. In oude normen en de Richtlijn Beoordeling Kunstwerken van Rijkswaterstaat staan materiaalgegevens van in het verleden toegepaste klinknagelstaalkwaliteiten. (zie Tabel 5)

Tabel 6.3: Rekenwaarde f_{ur} voor klinknagels volgens oude normen

Staalsoort klinknagel	Periode vanaf	Oude norm	f_{ur} [N/mm ²]
Welijzer 2.A. Vloeijzer 1.D	1920	Voorschriften ijzer	400 400
K. St. 34 L. K. St. 42 L. K. St. 47	1938	VOSB 1938	400 600 600
Qmc 34 Qmc 41 LQmc 42 LQmc 46	1952	V 1035 - IV	400 600 600 600
Fe 34 Fe 42 Fe 47	1963	VOSB 1963	400 600 600
Fe 330	1995	VOSB 1995	400

Tabel 5: Rekenwaarde klinknagels oude norm uit RBK

Voor het uitvoeren van een toets op vermoeiing staan ook in tabel 6.3 in de RBK classificaties van diverse klinknagelverbindingen. In de oude VOSB normen (1938 en 1963), toen er nog volop geklonken werd, staan tabellen met materiaalkwaliteiten en capaciteiten van klinknagels. Er was een relatie tussen constructie-staalkwaliteit en klinknagel-staalkwaliteit.

Een regelmatig voorkomende schade aan historische klinknagelverbindingen is het geheel of gedeeltelijk weggeroest zijn van de kop van klinknagel. Dit heeft consequenties voor de toets van de klinknagelverbinding.



Fig. 45: Aangetaste klinknagelkoppen

Als een klinknagel zuiver op schuif wordt belast is er geen vermindering van zijn capaciteit als de klinknagelkop geheel of gedeeltelijk verdwenen is. Er kan dan echter niet meer gerekend worden op wrijving door het klemmen van de verbinding. Voor klinknagels die op trek worden belast is er geen trekcapaciteit meer als de klinknagelkop geheel of gedeeltelijk is verdwenen. Bij klinknagelverbindingen die op vermoeiing worden belast is de regel om de capaciteit van klinknagels zonder kop niet mee te nemen in de berekening omdat deze in de loop van tijd uit het gat kunnen verdwijnen.

5.5. Het herstellen of aanbrengen van lasverbindingen aan historische staalconstructies

Als laswerkzaamheden aan oude staalconstructies moeten worden uitgevoerd moet het staal onderzocht worden op de chemische samenstelling van het materiaal. Staal met een hoog koolstofgehalte of een hoge koolstofequivalent zijn slecht lasbaar.

De koolstofequivalent CE wordt berekend met de volgende formule:

$$\text{Koolstof Equivalent CE} = \text{C\%} + \frac{\text{Mn}}{6} + \frac{\text{Cr} + \text{Mo} + \text{V}}{5} + \frac{\text{Ni} + \text{Cu}}{15}$$

Hierin staan de symbolen voor de gehalten van deze elementen in de legering:

C (Koolstof), Mn (Mangaan), Cr (Chroom), Mo (Molybdeen), V (Vanadium), Ni (Nikkel) en Cu (Koper).

Ook als het ijzer in het verleden slijtvast is gemaakt d.m.v. opkoling, of als zwavel en fosfor zijn toegevoegd voor een betere verspaanbaarheid, dan kan dit bij laswerkzaamheden leiden tot het ontstaan van stolscheuren in de lengterichting van een las.

Wordt hier toch zonder aanvullende maatregelen aan gelast, dan kan brosse breuk optreden. Ook bij het lassen van welijzer moet men goed opletten hoe de las gelegd wordt. Dit moet zodanig geschieden dat door laskrimp geen delaminatie op kan treden. Welijzer is namelijk opgebouwd uit lagen ijzer (zie foto). Bij belasting in de richting van lamellen functioneert dit prima, maar bij een trekkkracht loodrecht op deze lamellen kan delaminatie optreden.



Fig. 46: Lamelstructuur welijzer

5.6. Bepalen van materiaaleigenschappen

Om een ijzerconstructie goed te kunnen beoordelen is het noodzakelijk dat er onderzoek wordt gedaan naar de samenstelling van het materiaal.

Als een brug is gebouwd volgens een oude norm, dan is aan de hand van het bouwjaar en de locatie van de brug redelijk goed na te gaan volgens welke norm deze berekend zal zijn. Dit geeft een bruikbare richting van welke materialen kunnen zijn gebruikt en wat daar de constructieve capaciteit van is. Als de brug dateert van vóór de eerste normen, dan kan voor het inschatten van de capaciteit van de constructie niet worden teruggegrepen naar die richtlijnen en zal de capaciteit moeten worden vastgesteld aan de hand van laboratoriumproeven.

In de cases van de Lange IJzeren Brug, de Pelserbrug en de brug in het Scheffersplein is aan de hand van een chemische analyse van boorkernen vastgesteld welk materiaal toegepast is. Van dit materiaal zijn sterkteparameters uit de literatuur bekend (Voorschriften Ontwerp (spoor) Bruggen uit 1877). Met behulp van deze parameters konden de constructies getoetst worden.

Als er geen sterkteparameters uit de literatuur bekend zijn, is het nog mogelijk materiaalmonsters te beproeven met trek- en buigproeven en hier bijv. spanning-rek-diagrammen van op te stellen.

Nadeel van deze methode is dat er relatief veel monstermateriaal nodig is om voldoende betrouwbaar de benodigde constructieve parameters te kunnen bepalen. Het bemonsteren van het materiaal veroorzaakt (aanzienlijke) schade aan de constructie en het is de vraag of dat wenselijk is. Dit is alleen het geval als er mensenleven mee gemoeid kunnen zijn.

Een alternatief is om een Vickersproef op het materiaal uit te voeren. Met de Vickersproef wordt de Vickershardheid bepaald. Deze hardheid is d.m.v. een conversietabel te relateren aan een staalkwaliteit, waarmee de vloeigrens van het materiaal bepaald kan worden. De informatie over de ductiliteit en breeksterkte ontbreekt dan helaas wel.

Purchaser : Iv-Infra B.V.

Job no. : IV-UIT-001

Item description;

Schielab sample no.	Item description	Identification	Material specification
0807	Test sample; thickness 37mm	M05	Grey Cast iron (not further specified)
0808	Test sample; thickness 37 mm	M11	Grey Cast iron (not further specified)

Testing in accordance with : Client's request based on EN ISO 6892-1 and Schielab W.I. 09.40
Requirements in acc. with : DIN 1691

TENSILE TEST

Schielab sample no.	Test temp. [°C]	Dimension(s) [mm]	Rm [N/mm ²]
0807	RT	Ø 12.43	146
0808	RT	Ø 12.50	183
Requirements for cast product ;		≈ 110	
Requirements for separate casted testpiece ;		150-200	

CRUSHING TEST

Schielab sample no.	Diameter mm	Crushing strength	
		kN	N/mm ²
0807	Ø 14.91	82	467
0808	Ø 14.98	109	621

Tabel 6: Voorbeeld resultaten beproeving teststukken Scheffersplein

5.7. Verfijning rekenmethoden

Een laatste punt wat van belang is bij het beoordelen van de constructieve capaciteit is hoe de constructie belastingen verwerkt. In het verleden werden constructies met eenvoudige handberekeningen berekend. Van vakwerken werden bijvoorbeeld met behulp van Cremonadiagrammen de staafkrachten berekend, onder de aanname dat alle knooppunten functioneren als zuivere scharnieren. De krachtsverdeling in statisch onbepaalde constructies werd met behulp van vergeet-mij-nietjes of met de methode Cross berekend. Het waren altijd tweedimensionale vlakken of doorsneden van de constructie die berekend werden.

Met intrede van de computer en rekenprogramma's kon men de krachtswerking sneller en nauwkeuriger berekenen, hoewel er nog wel veel vereenvoudigd werd. De berekeningen waren dus vaak conservatief, wat inhoudt dat de constructie in werkelijkheid sterker is, dan waarvan in de berekening is uitgegaan.

Met de huidige computers en rekenprogramma's kan men eenvoudiger en gedetailleerde driedimensionale rekenmodellen maken en doorrekenen. Hierdoor kan het werkelijke gedrag van de constructie beter worden benaderd en kan er vaak een hogere capaciteit worden aangetoond, dan waar in het verleden rekening mee is gehouden. Tevens kunnen imperfecties zoals materiaalafname door roest, scheefstanden, uitlijnfouten e.d. meegenomen worden. Dit heeft voordeelen. Als de werkelijke capaciteit voldoende blijkt te zijn, is het beperken van de belasting of het aanbrengen van versterkingen niet nodig. Ook kan de keuze om een bepaalde

schade niet te herstellen beter worden onderbouwd als aangetoond wordt dat de beschadigde constructie nog (ruim) voldoende draagkracht heeft.

Tegenwoordig worden vrijwel alle constructieberekeningen met computermodellen uitgevoerd. De complexiteit en statische onbepaaldheid van de constructie bepalen de modellering. Als met een eenvoudig 2D-model voldoende capaciteit aangetoond kan worden, is het onnodig dieper gedetailleerde berekeningen te maken met 3D-modellen, terwijl dieper detailleren zeker relevant is als de benodigde capaciteit net onvoldoende blijkt. Ook kan, naarmate de constructie complexer is, worden gemodelleerd met staven, vlakken en volumes, waarbij een steeds fijnere elementgrootte tot steeds nauwkeuriger resultaten leidt.

Voor bruggen die niet met zware voertuigen (met name vrachtwagens) worden bereden is een statische berekening met een controle op sterkte en stabiliteit voldoende. Als er vermoeiing op kan treden (door wisselende belastingen), dan moet dit ook getoetst worden. Met het resultaat van een dergelijke berekening kunnen ook inschattingen van de restlevensduur van een constructie worden onderbouwd.

6. Vooruitblik

Het beoordelen en restaureren van historische ijzerconstructies zal de nodige aandacht en zorg blijven vragen. Met combinaties van de genoemde onderzoekstechnieken is het mogelijk om hier op een verantwoorde wijze vorm aan te geven. Daarmee kan de levensduur van monumentale ijzerconstructies nog vele jaren worden verlengd, zonder concessies te hoeven doen aan een veilig gebruik ervan. Uiteindelijk is daarmee de cirkel rond, want voor een constructie die niet veilig gebruikt kan worden valt een belangrijke, zo niet essentiële pijler voor de instandhouding ervan weg.

NANOSTRUCTURED LIME-BASED MATERIALS FOR THE CONSERVATION OF CALCAREOUS SUBSTRATES

Giovanni Borsoi, Ph.D., Delft University of Technology, Faculty of Architecture and the Built Environment, Chair of Heritage & Technology; promotor: Rob van Hees, Barbara Lubelli (TU Delft, TNO); external advisors: Rosário Veiga, António Santos Silva (LNEC, Portugal)

Abstract

The results of the author's PhD research on the application of nanostructured lime for the conservation of calcareous stone are presented. The mechanisms governing the transport and deposition of nanolime dispersions have been studied. The modification of the stability and drying rate of the dispersion, through the optimization of the solvent, was chosen as the strategy to improve in-depth deposition of the lime nanoparticles. A conceptual model, correlating the kinetic stability of nanolime dispersions to the moisture transport behaviour of the substrate to be treated, was conceived. Guidelines to support restorers in the choice and application of nanolime on calcareous substrates are provided.

1. Introduction

Nanolimes, i.e. dispersions of calcium hydroxide nanoparticles in alcohol, are introduced in the practice of conservation as a possible alternative to widely-used consolidants, like ethyl silicates, which show a limited effectiveness and compatibility with calcareous substrates.

Nanolime dispersions are characterized by a very small size of the lime particles, which should provide a proper penetration within the porous network of building materials. However, the effectiveness of nanolimes reported in literature appears controversial; sometimes a poor penetration and consolidation action is reported.

A systematic investigation of the mechanisms governing the transport and deposition of nanolime dispersions was made, with the final aim of improving the consolidation effectiveness and compatibility of nanolime consolidants and thus making them a suitable alternative to commonly used silica-precursor products.

First an experimental campaign was carried out in order to understand the penetration and deposition of commercial nanolimes on coarse porous calcareous substrates (Maastricht limestone). The main cause of the poor nanolime in-depth deposition in coarse substrates, was identified in the back-transport of nanoparticles towards the drying surface.

The modification of the stability of the dispersion in order to adapt it to the moisture transport properties of the substrate, was chosen as a strategy to improve the in-depth deposition of the lime nanoparticles.

A conceptual model, correlating the kinetic stability of nanolime dispersions to the moisture transport behaviour of the substrate to be treated, was conceived. The kinetic stability of the dispersion was controlled by the use of solvents (water, ethanol, isopropanol, butanol) with different properties. New nanolimes were synthesized and dispersed in these solvents (using also mixtures e.g. water/ethanol). Application on coarse (Maastricht limestone) and fine porous (Migné limestone) materials as well as on lime-based mortar (bimodal pore size distribution), validated the model and confirmed that optimization of the solvent is a successful strategy for improving in-depth deposition of lime nanoparticles.

The application procedure of nanolime dispersions was also studied and optimized, being crucial for a successful consolidation in practice.

The effectiveness and compatibility of nanolimes with improved properties and a fine-tuned application protocol were verified. Results showed that nanolime dispersions can guarantee an in-depth consolidation, with only moderate alteration of the properties of the substrates.

Nanolime dispersions, if properly formulated and applied, can thus be a suitable and compatible alternative to ethyl silicates for the consolidation of coarse porous lime-based substrates.

Guidelines to support restorers in the choice and application of nanolime on calcareous substrates are provided.

2. Consolidation and nanolime

Calcareous and lime-based materials such as limestone and mortar constitute a significant part of our built heritage and they have demonstrated their durability over the centuries (Fig. 1). However, degradation phenomena such as biological growth, salt crystallization and frost action can lead to surface decay often in the form of loss of cohesion of the materials (Fig. 2). In order to recover the cohesion between the grains, a new binding agent is generally introduced in the material by using consolidation products [1,2].



Fig. 1a: Maastricht limestone used at the Bishop's Mill (Maastricht)



Fig. 1b: Lime-based renders and plasters of the Roman villa of Pisões (Beja, Portugal)

Three main requirements should be fulfilled to achieve an adequate surface consolidation: effectiveness (i.e. homogeneous improvement of the mechanical strength), compatibility (with the treated substrate) and durability (resistance to different damage mechanisms) [2,3,4]. A treatment can be considered compatible if it does not lead to technical (material) or aesthetic damage to the historical materials and is at the same time as durable as possible [2]. In fact, a consolidation action is generally irreversible, and it can thus potentially impair the durability of the substrate if carried out with products that do not fully match the exigencies of the treated material [5].

Many of the currently used products are not tailored on purpose for conservation actions, but are used in different fields of applications. For this reason, these products are not always compatible with building materials. Additionally, several conservation products have scarce environmental sustainability and pose health risks for the operator.

A wide variety of inorganic (e.g. lime, silicates, barium hydroxide, calcium oxalate or phosphate, etc.) or organic products (e.g. alkoxysilanes, acrylates, epoxy resins) has been used in the past for the surface consolidation and protection of built heritage materials [4].

Alkoxysilanes (e.g. TEOS - tetraethyl orthosilicate) have been the most widely used consolidation products. These silica-precursor products have good compatibility with sandstone, whereas they demonstrated less effectiveness and durability with calcareous substrates [6]. As a matter of fact, these products are still used on limestone and mortars due to a lack of effective alternatives [7].

In recent years, the application of nanotechnology has provided innovative nanostructured products, which claim to have a better compatibility and sustainability than traditional products.



Fig. 2a: Powdering and cohesion loss on Maastricht limestone used in the Keverberg castle (Kessel, Limburg);



Fig. 2b: Binder and material loss in ancient mortar from the archaeological site of Pisões (Beja, Portugal)

In particular, *nanolimes* (i.e. dispersions of lime nanoparticles in alcohol) have acquired an increasing interest due to their consolidating properties and chemical compatibility with calcareous materials. Nanolime dispersions are constituted by lime particles with dimensions around 100 nm (10^{-4} mm) [8-10]. The small nanoparticles' dimension, combined with the alcoholic solvent, can guarantee the penetration of the particles within most calcareous materials.

Nanolimes demonstrated to be suitable de-acidification and consolidation products for mural paintings, wood and paper [11]. Two lines of ready-to-use products are also available on the market (*Nanorestore* by CSGI, Italy; *CaloSil* by IBZ, Germany).

However, ambiguous and unsatisfactory results were obtained when mass consolidation is required, like in the case of decayed mortars or limestones. In fact, a poor and heterogeneous in depth consolidation and the formation of a white patina at the treated surface was often observed [12,13].

The author's PhD dissertation was thus carried out with the aim of understanding the mechanisms of transport, deposition and consolidation of nanolimes when applied on calcareous substrates such as limestone and lime-based mortars. The relation between the properties of the nanolime and those of the substrate and the environmental conditions were studied in order to improve the effectiveness and compatibility of nanolime as consolidation product for calcareous materials and to make nanolime a suitable alternative to silica-precursor products [1].

The next sections summarize the main results obtained in the PhD research.

3. The transport of nanolime within a calcareous substrate

As introduced in the previous section, nanolimes do not always provide a suitable consolidation action. In fact, the accumulation of nanolime at or just beneath the surface of the treated material induces a heterogeneous consolidation in depth. However, the causes of this behaviour are not fully understood.

For this reason, tests were set-up with the aim of understanding which are the parameters that affect the nanoparticles penetration and deposition (stability of the dispersion, carbonation, back migration by capillary transport etc.) and possibly improve in-depth deposition and thus consolidation effectiveness of nanolime dispersions [14].

A commercial nanolime (*CaloSil E25*, dispersed in ethanol and with nanolime concentration of 25g/l) was selected and homogenized by using an ultrasonic bath, in order to reduce nanoparticles aggregation phenomena.

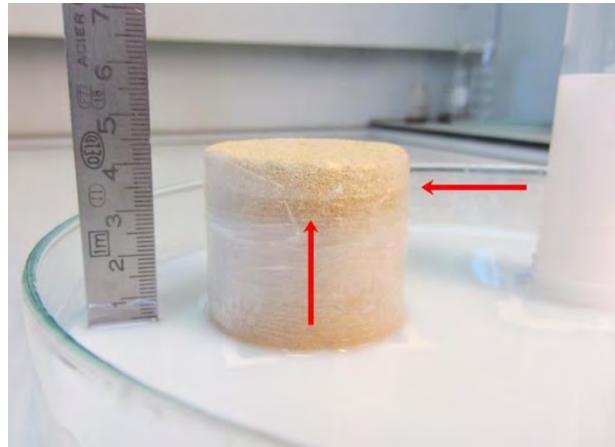


Fig. 3: Setup used for capillary absorption of nanolime on Maastricht limestone; the red arrows indicate the wetting front of the nanolime dispersion.

The nanolime was then applied on core specimens drilled from sound blocks of Maastricht limestone (Fig. 3), a high-porosity yellowish limestone, used mostly in Limburg (southern region of the Netherlands) as traditional building material.

The moisture transport properties of the substrate (i.e. absorption and drying kinetics) and the penetration and deposition of the nanoparticles were assessed by macro and microscopic observations.

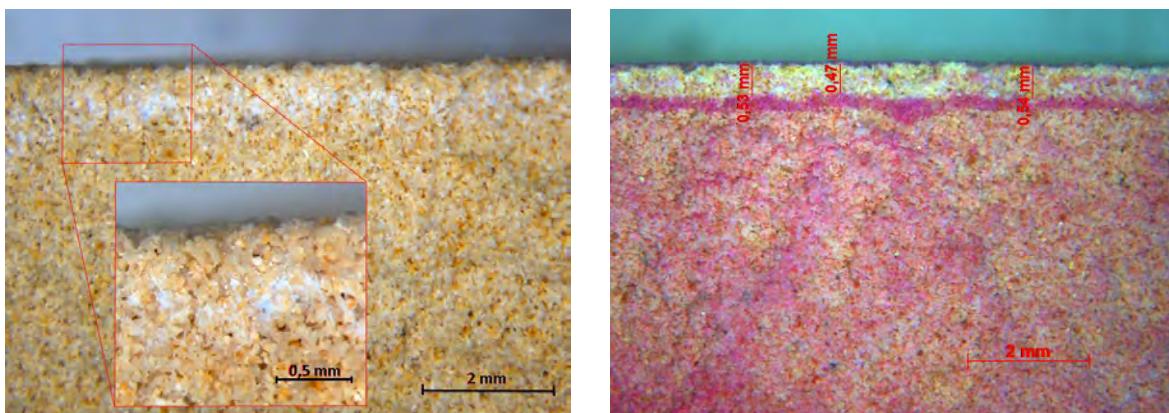


Fig. 4: Microphotographs of the section of Maastricht limestone specimen treated with nanolime E25: a) accumulation of nanolime is visible beneath the drying surface, as confirmed also by b) phenolphthalein test (a pH indicator that turns purple in the presence of uncarbonated lime)

These measurements confirmed that nanolime E25 can easily penetrate in depth in this material without any accumulation at the surface during the absorption phase. After drying, no white deposition was macroscopically identified on the drying surface. However, a thin layer and a deposition of nanolime beneath the drying surface (at 0.5 mm depth) was observed (Fig. 4). At this location, deposits of nanoparticles, with dimension between 30 to 100 nm (Fig. 5), often aggregated in clusters, were observed.

Additional experiments demonstrated that the observed accumulation beneath the surface occurs during drying, due to the partial back-migration of the lime nanoparticles with the solvent towards the drying surface [14]. This back-migration is made possible by the high stability of the nanolime dispersion and the fast moisture transport properties of the Maastricht limestone. The dense nanolime layer, accumulated beneath the drying surface, impairs the quality of consolidation and also limits the penetration of successive consolidant applications, hindering

an effective consolidation.

This first part of the research showed that, in order to improve nanolime precipitation in depth, the transport and deposition of nanolime should be modified to fit with the moisture transport properties of the substrate.

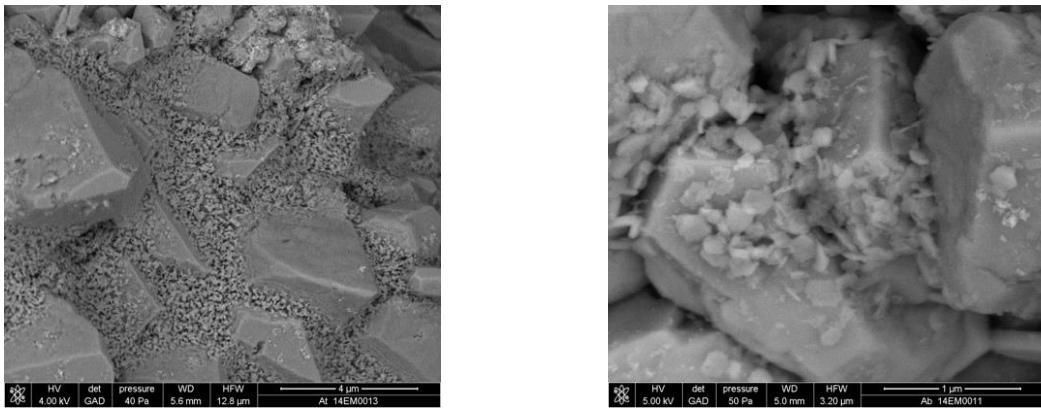


Fig. 5: Scanning electron microscopy microphotographs of specimens treated with limestone: a) nanoparticles filling the voids between Maastricht limestone grains, b) detail on the hexagonal plate-like shape of the nanoparticles

4. New nanolimes and a model for foreseeing their in-depth deposition within limestone

The modification of the solvent appeared as the most suitable and accessible solution to optimize the nanolime properties (i.e. drying rate and kinetic stability) and thus improve in-depth consolidation [15].

New nanolime dispersions were synthetized by solvothermal reaction in water and dispersed in different solvents (ethanol, isopropanol, butanol and water). Nanoparticles dimension range between 40–800 nm (Fig. 6), and clusters of nanoparticles can be observed in the liquid phase. A model, which correlates the properties of the nanolime dispersions (i.e. drying and stability), to the properties of substrate to be treated (i.e. moisture transport properties), is proposed in order to predict which type of solvent can be used to enhance the in-depth deposition of the nanoparticles. This model can help to select a suitable nanolime solvent depending on the substrate (Fig. 7).

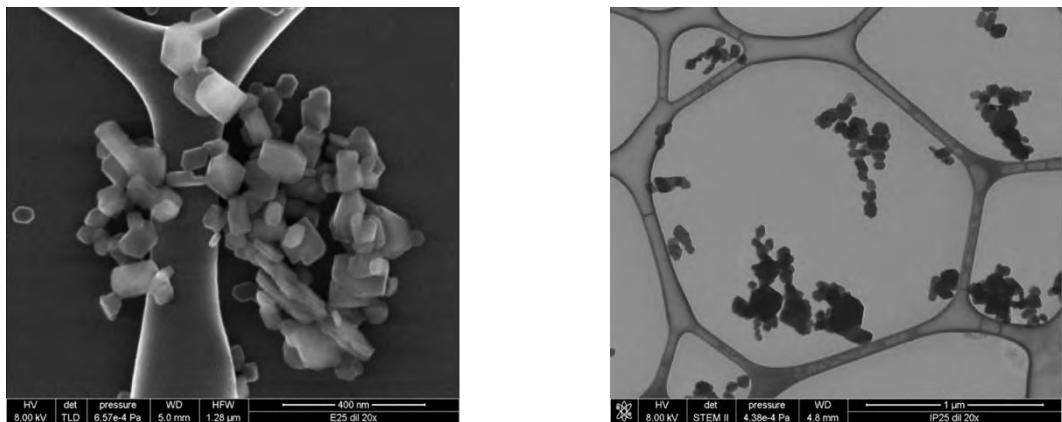


Fig. 6: SEM microphotographs of lime nanoparticles dispersed in a) ethanol and b) isopropanol

According to this model, solvents with slower evaporation rate and leading to dispersions with low stability (e.g. butanol and water) are expected to improve the deposition of lime nanoparticles in depth in coarse porous materials (the low stability would facilitate deposition of nanoparticle before their back-migration to the surface can occur). On the other hand, solvents with faster evaporation rate and conferring high stability to the nanolime dispersions (e.g. ethanol and isopropanol) are expected to result into a better penetration and deposition of the nanoparticles in depth in fine porous materials.

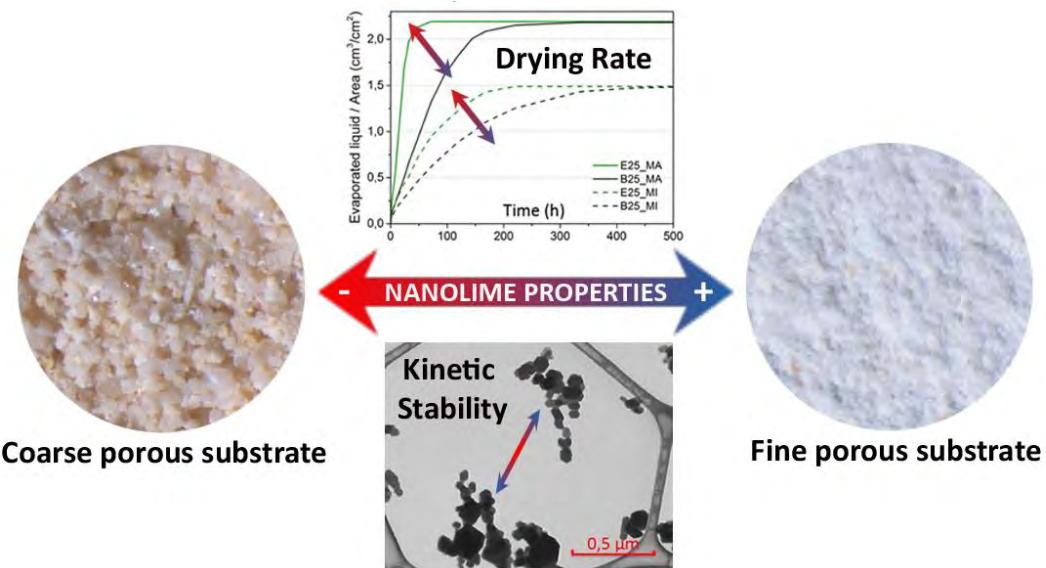


Fig. 7: Graphical representation of the conceptual model correlating the properties of the nanolimes (stability and drying) to those of the substrate to be treated (porosity): a strategy to improve the in-depth consolidation.

The model was validated by applying the nanolimes dispersed in different solvents to two limestones with very coarse (Maastricht limestone) and very fine porosity (Migné limestone). As a matter of fact, the results confirm that the penetration and deposition of nanolimes is strongly influenced by the pore size of the treated material and the stability of the dispersion, as suggested by the model.

In the case of coarse porous materials as Maastricht limestone, the nanolime dispersed in butanol (B25) showed to be still able to penetrate and deposit in depth (up to 20–25 mm) without having the drawback of back migration of nanoparticles towards the drying surface (Fig. 8a,b). In the fine porous Migné limestone, the penetration and in-depth deposition of nanolime in ethanol (E25) was (slightly) better than that of the less stable dispersion of nanolime in butanol; however, due to the very fine pores of the Migné, even the very stable dispersion of nanolime in ethanol could not provide a sufficient impregnation depth and thus deposition in depth (Fig. 8c,d).

Further fine-tuning of the nanolime dispersion properties is expected to improve the effect of the treatment. In the case of coarse porous substrates, mixing different solvents (e.g. water and ethanol) might be considered instead of less environment- and operator-friendly solvent like butanol; in the case of fine porous substrates, further dilution of the ethanol-based dispersion (<25 g/l) is expected to result into a deeper penetration depth.

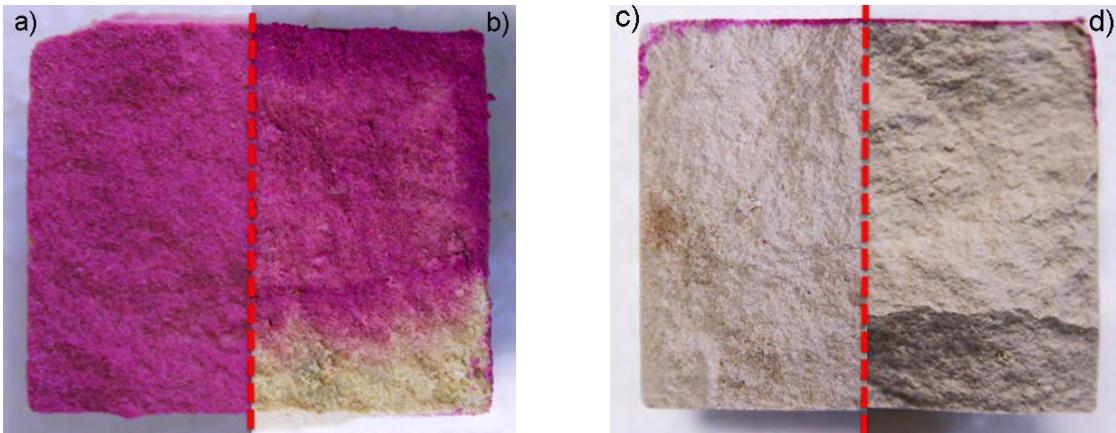


Fig. 8 : Pictures of the phenolphthalein test performed on the cross sections of specimens of Maastricht limestone treated with (a) E25 and (b) B25 and of Migné limestone treated with (c) E25 and (d) B25. The absorption surface is on the top of the figures; the purple colour indicates the presence of nanolime

5. A further optimization of nanolimes: binary solvents

The conceptual model described in the previous section was further optimized and validated for Maastricht limestone. Nanolimes were dispersed in mixtures of ethanol and water in different percentages and their properties (drying rate and kinetic stability) studied [16]. The results showed that water, even in small amount, remarkably reduces the colloidal stability of the nanolimes. Nanolimes with more than 20 % (in volume) of water were considered to be not sufficiently stable for the time needed to perform application. Based on these results, the most promising solvent mixtures, i.e. ethanol-based nanolimes with 5 % (E95H5) and 20 % (E80H20) of water, were selected and applied by capillary absorption on Maastricht limestone. Nanolime E80H20 led to slight surface deposition of nanoparticles during the absorption phase, suggesting that this percentage of water is too high (i.e. too low kinetic stability of the nanolime) to guarantee proper absorption in Maastricht limestone. Conversely, nanolime E95H5 showed a proper penetration during the absorption, back migration was limited and nanoparticles deposited in depth (due to the lower kinetic stability of the dispersion in comparison to nanolime in pure ethanol) (Fig. 9)

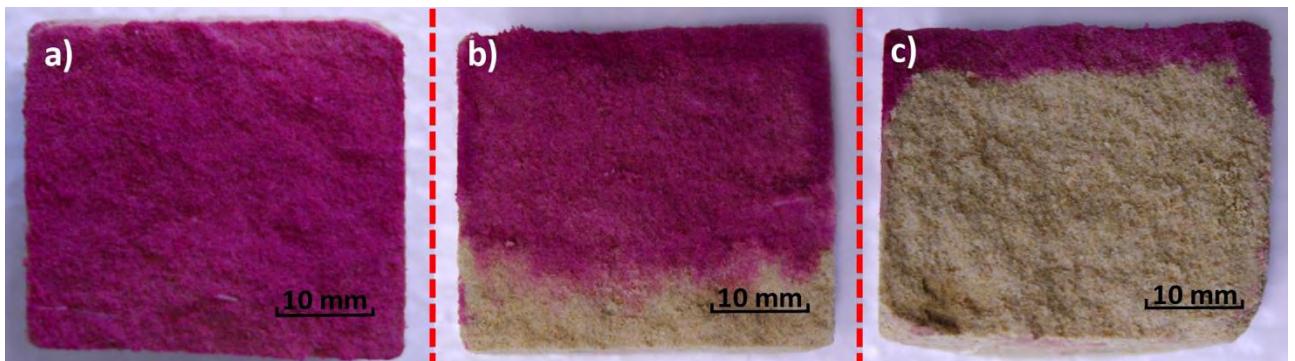


Fig. 9: Pictures of the phenolphthalein test performed on the cross sections of specimens of Maastricht limestone treated by capillary absorption until full saturation with (a) nanolime in pure ethanol, (b) E95H5 and (c) E80H20. The drying surface is on the top of the figure.

The results confirm that nanolime E95H5, can guarantee a better nanoparticles in-depth deposition within coarse porous substrates, when compared to dispersions in pure ethanol (E100) (Fig. 10).

These results validate the model seen in the previous section and confirm that knowledge on moisture transport properties of the substrate is essential for a successful in-depth consolidation treatment.

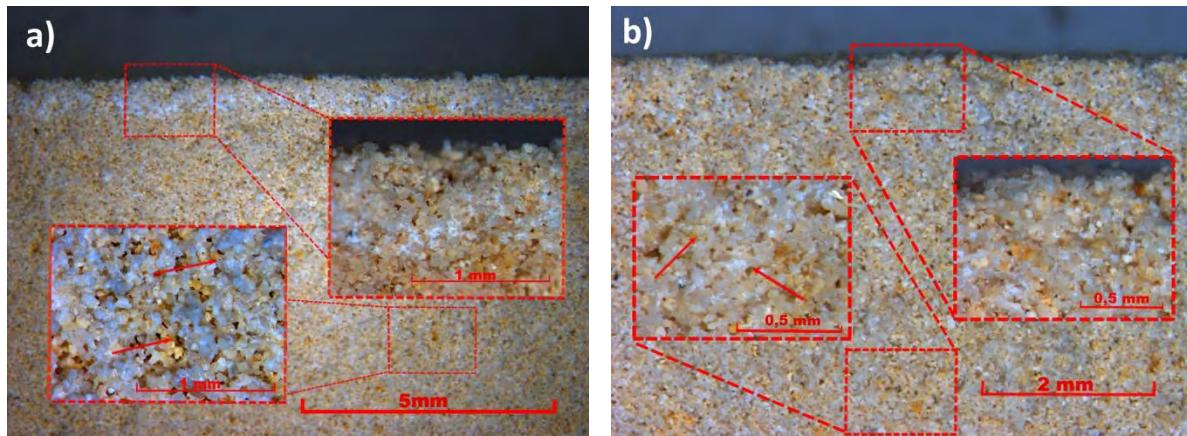


Fig. 10: Microphotographs of the cross-sections of the Maastricht limestone specimens treated with a) E100 and b) E95H5 (b), and relative zoom on most significant spots. The arrows indicate the deposits of lime nanoparticles

6. Application protocol of nanolimes for the consolidation of calcareous substrates

The elaboration of a proper application protocol for nanolimes is a fundamental step towards the definition of guidelines for restorers and professionals in the field. In fact, it was necessary to translate the results of laboratory research (i.e. consolidation action by capillary absorption) to practice, where a consolidation action is usually carried out by spraying or brushing [17]. Nanolimes dispersed in pure ethanol (E100) and a mixture of ethanol (95 %) and water (5 %) (E95H5) were thus applied on two coarse porous substrates, Maastricht limestone and lime-based mortar. Different application methodologies were tested: full saturation and surface impregnation by capillarity, both common and reliable laboratory methods, and surface impregnation by nebulization, a method mainly used on site in conservation practice.

The results of the tests, resumed in Tab. 1, show that an effective in-depth treatment of Maastricht limestone can be obtained with E95H5 if a single application by capillarity until full impregnation is performed. However, E100 treatment should be chosen when considering multiple applications by nebulization. In fact, the lower kinetic stability of the E95H5 nanolime induces in this case an accumulation of nanoparticles with the formation of an undesired white patina at or near the absorption surface.

When considering lime-based mortars, surface impregnation by nebulization (up to 5 applications) was shown to lead to nanoparticles precipitation in depth, thanks to the lower stability of E95H5 in comparison to E100.

From the comparison of application methods, it becomes clear that the results from laboratory application methods cannot always be directly translated to application methods used in practice. The consolidation treatment should be therefore fine-tuned based on the properties of the material to be treated and on the selected *in situ* application methodology: based on these two parameters, an appropriate solvent or solvent mixture can be selected.

Application procedure		Maastricht limestone		Lime-based mortar	
Application methodology	Number of applications	E100	E95H5	E100	E95H5
Full saturation by Capillarity absorption	1	X	✓	//	//
Surface impregnation by Capillarity (20 mm in depth)	1	✓	✓	✓	✓
Surface impregnation by Nebulization (20 mm in depth)	1	✓	✓	X	✓
Surface impregnation by Nebulization (20 mm in depth)	5	✓	//	X	✓

Table 1: Correlation between application methodology, type of nanolime and substrate to be treated. ✓ = suitable treatment (deposition in depth), X = not suitable treatment (no deposition in depth due to nanoparticle back migration), // = not suitable treatment (no deposition in depth due to insufficient penetration of the nanoparticles).

7. Effectiveness and compatibility of nanolime

The consolidation effectiveness and physical compatibility of the nanolimes with improved properties, applied on Maastricht limestone (fresh and weathered) and lime-based mortars following an optimized protocol, was measured [18].

Based on the results described in the previous sections, nanolime E100 was applied on specimens of sound and weathered Maastricht limestone, whereas nanolime E95H5 was used on lime-based mortars. Both nanolime dispersions were applied by nebulization (up to 10x applications).

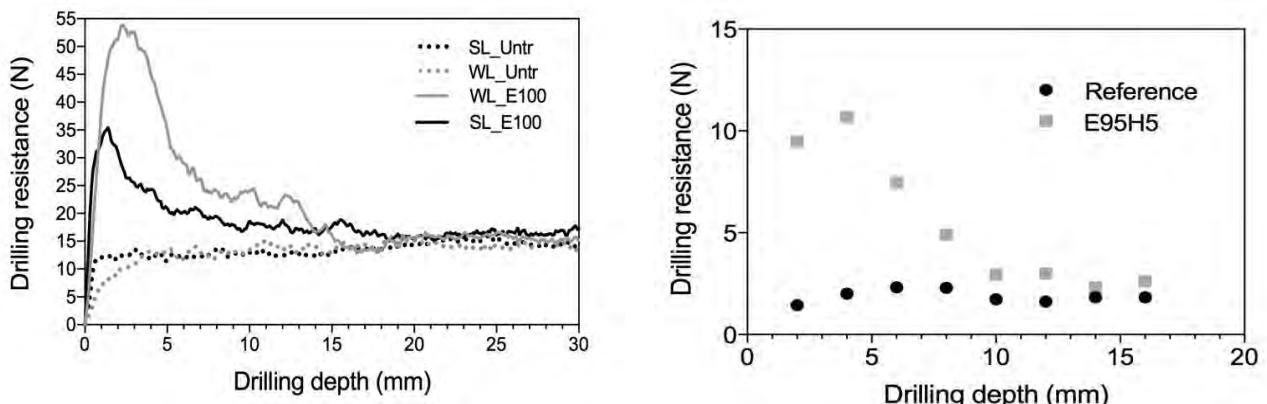


Fig. 11: a) Drilling resistance profile of sound (SL) and weathered (WL) Maastricht limestone, untreated (dashed line) and treated with E100 (solid line); b) Drilling resistance profile of untreated and treated (with nanolime E95H5) lime-based mortar specimens

In the case of the sound and weathered Maastricht limestone, the results showed that nanolime E100 can guarantee a consolidation action up to ca. 16 mm in depth, with a maximum

strengthening effect in the outer 5-6 mm (Fig. 11a). No whitish patina was observed at the absorption/drying surface (Fig. 12).

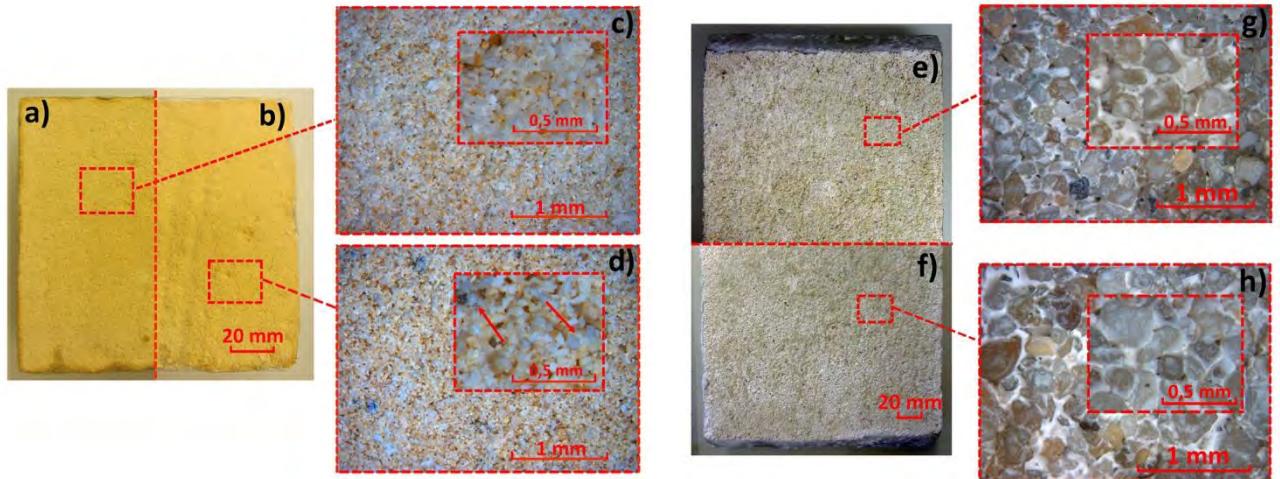


Fig. 12: Pictures of the drying surface of a) untreated and b) treated blocks of weathered Maastricht limestone; c, d) relative microphotos on the most significant spots. Pictures of the drying surface of e) untreated and f) treated lime-based mortar layer applied on a brick; g, h) relative microphotos on the most significant spots

Also in the case of lime-based mortar specimens, treated with nanolime E95H5, a considerable consolidation was observed, with an increase of the mechanical strength up to 10 mm in depth (Fig. 11b, 12).

The absorption and drying tests (Fig. 13) show that the treatment has not significantly altered the capillary absorption and drying of the substrate.

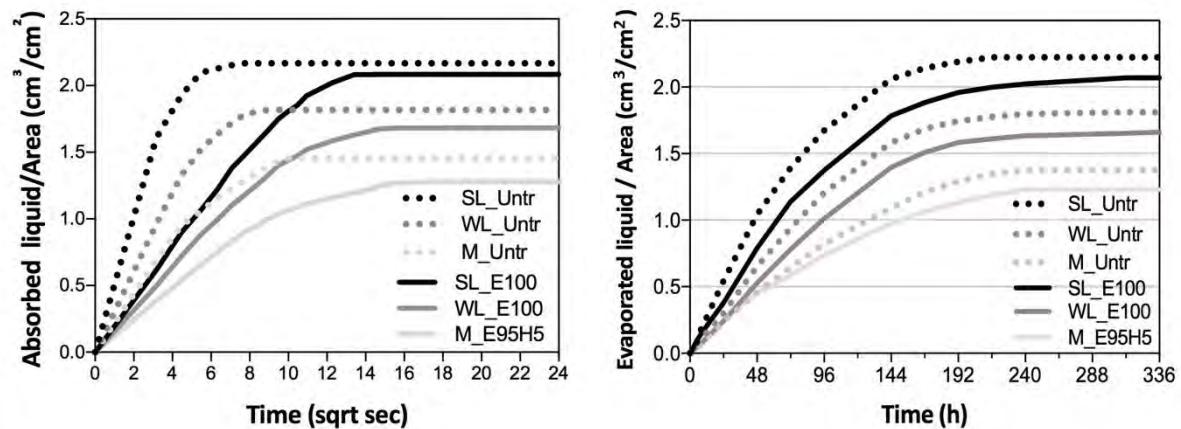


Fig. 13: Comparison of the a) capillary absorption curves and b) drying curve of water of treated (solid line) and untreated (dashed line) specimens of sound Maastricht limestone (SL, black line), weathered Maastricht limestone (WL, dark grey line) and lime-based mortar (M, light grey line)

It can therefore be concluded that the nanolime treatments tested showed to have a good effectiveness and compatibility when applied for consolidation of highly porous, calcareous substrates like Maastricht limestone and lime mortar. In spite of the considerable strengthening effect, the treatment only moderately altered the total porosity and the moisture transport properties of the investigated substrates.

7. Conclusions and outlook

New nanolime with improved properties were developed with the aim of improving their effectiveness and compatibility when applied on calcareous materials such as limestone and mortars.

A first step towards this objective, consisted in understanding the transport of nanolime within a coarse porous substrate (Maastricht limestone). It was concluded that in coarse porous substrates, back migration of lime nanoparticles to the surface can be a limitation for the achievement of an effective in-depth consolidation.

To solve this problem, the optimization of the kinetic stability of the dispersions by an appropriate selection of a solvent was investigated. New nanolimes were synthetized and dispersed in different solvents. A conceptual model that correlates the properties of the substrate to be treated (moisture transport properties, and thus porosity) to those of the nanolimes (kinetic stability, drying rate) was conceived and successfully validated on coarse and fine porous limestone. It has been confirmed that the optimization of the properties of the nanolime (e.g. concentration, particle size, solvent type) to the moisture transport properties of the substrate can significantly improve the effectiveness of the lime nanoparticles. Further optimization showed that binary mixture of solvents can be beneficial to improve the in-depth deposition within coarse porous limestone (e.g. Maastricht limestone).

The application protocol was also optimized, in order to translate laboratory results into advice for practice. The importance of fine-tuning the nanolime consolidant based also on the application method was shown.

Finally, the effectiveness and compatibility of the nanolimes, applied on Maastricht limestone and lime mortar according to an optimized protocol were assessed. Results show that these nanolimes can give an in-depth consolidation action and guarantee a good physical compatibility.

Based on the results of this research, it can be concluded that nanolimes, if adequately fine-tuned to the substrate properties and the application procedure, can provide a good consolidating effect, while ensuring good chemical and physical compatibility with lime-based substrates. Further recommendations for the storage, preparation and application of nanolime can be found as an appendix of the dissertation [1].

Future investigations should evaluate the influence of the environmental conditions during the application on the effectiveness of the treatments and the durability of the treatments with respect to degradation processes (e.g. salt crystallization, thermal and hygric stress, solubility in acid rain).

8. References

- [1] Borsoi, G., Nanostructured lime-based materials for the conservation of calcareous substrates, PhD dissertation, A+BE | Architecture and the Built Environment, TU Delft, ISBN 978-94-6186-363-8, 2017a, <https://journals.open.tudelft.nl/index.php/abe/issue/view/527>.
- [2] van Hees, R., Veiga, R., Slížková, Z., Consolidation of renders and plasters, Materials and Structures 50 (12) (2017) 65.
- [3] Toniolo, L., Paradisi, A., Goidanich, S., Pennati, G., Mechanical behavior of lime- based mortars after surface consolidation, Construction and Building Materials 25 (4) (2010) 1553–1559.
- [4] Hansen, E., Doehne, E., Fidler, J., Larson, J., Martin, B., Matteini, M., Rodrigues- Navarro, C., Sebastian Pardo, E., Price, P., de Tagle, A., Teutonico, J.M., Weiss, N., A review of selected inorganic consolidants and protective treatment for porous calcareous materials, Reviews in Conservation 4 (2003) 13–25.
- [5] Ferreira Pinto, A. P., & Delgado Rodrigues, J., Stone consolidation: The Role of Treatment

- Procedures, *Journal of Cultural Heritage* 9 (1) (2008) 38–53.
- [6] Wheeler, G., Alkoxysilanes and the Consolidation of Stone, The Getty Conservation Institute, Los Angeles, 2005.
- [7] Ferreira Pinto, A.P., Delgado Rodrigues, J., Impacts of consolidation procedures on colour and absorption kinetics of carbonate stones, *Studies in Conservation* 59 (2) (2012) 79–90.
- [8] Giorgi, R., Dei, L., Baglioni, P., A new method for consolidating wall paintings based on dispersions of lime in alcohol, *Studies in Conservation* 45 (2000) 154–161.
- [9] Rodriguez-Navarro, C., Alcohol dispersions of calcium hydroxide nanoparticles for stone conservation, *Langmuir* 29 (2013) 11457–11470.
- [10] Ziegenbalg, G., Brummer, K., Pianski, J., Nanolime – A new material for the consolidation and conservation of historic mortars, in: J. Válek, C. Groot and J.J. Hughes (Eds.), in: Proceedings of the 2nd Historic Mortars Conference - HMC10, Prague, September 11–14, RILEM Publications, 2010, pp. 1301–1309.
- [11] Baglioni, P., Chelazzi, D., Giorgi, R., & Poggi, G., Colloid and Materials Science for the Conservation of Cultural Heritage: Cleaning, Consolidation, and Deacidification, *Langmuir* 29 (2013) 5110–5122.
- [12] Campbell, A., Hamilton, A., Stratford, T., Modestou, S., Ioannou, I., Calcium Hydroxide Nanoparticles for Limestone Conservation: Imbibition and Adhesion, in: Proceedings of Symposium Adhesive and Consolidants for Conservation: Research and Applications, ICC, Ottawa, October 17–21, 2011.
- [13] Ghaffari, E., Koberle, T., Weber, J., Methods of polarising microscopy and SEM to assess the performance of nanolime consolidants in porous solids, in: Proceeding of 12th International Congress on Deterioration and Conservation of Stone, Columbia University, New York, October 22–26, 2012.
- [14] Borsoi, G., Lubelli, B., van Hees, R., Veiga, R., & Santos Silva, A., Understanding the Transport of Nanolime Consolidants within Maastricht Limestone, *Journal of Cultural Heritage* 18 (2016a) 242–249.
- [15] Borsoi, G., Lubelli, B., van Hees, R., Veiga, R., Santos Silva, A., Colla, L., Fedele, L., & Tomasin, P., Effect of solvent on nanolime transport within limestone: How to improve in-depth deposition, *Colloid Surface A*, 497 (2016b) 171–181.
- [16] Borsoi, G., Lubelli, B., van Hees, R., Veiga, R., & Santos Silva, A., Optimization of nanolime solvent for the consolidation of coarse porous limestone, *Applied Physics A*, 122 (2016c) 846–856.
- [17] Borsoi, G., Lubelli, B., van Hees, R., Veiga, R., & Santos Silva, A., Application protocol of nanolimes for the consolidation of calcareous substrates: the step from research to practice, *Restoration of Buildings and Monuments*, 2017a, h [ps://doi.org/10.1515/rbm-2016-0008](https://doi.org/10.1515/rbm-2016-0008).
- [18] Borsoi, G., Lubelli, B., van Hees, R., Veiga, R., & Santos Silva, A., Evaluation of the Effectiveness and Compatibility of Nanolime Consolidants with Improved Properties, *Construction and Building Materials*, 142 (2017b) 385–394.

BEOORDELING VAN HET DRAAGVERMOGEN VAN BESTAANDE CONSTRUCTIES IN METSELWERK

**Els Verstrynge
Dionys Van Gemert**
**Afdeling Bouwmaterialen en Bouwtechnieken,
Departement Burgerlijke Bouwkunde, KU Leuven**

Abstract

Het draagvermogen van massief metselwerk is gerelateerd aan de geometrie en de opbouw, de materiaaleigenschappen, en de gevoeligheid van het metselwerk aan specifieke faalmechanismen en tijdsafhankelijke degradatiefenomenen. Elk van deze aspecten wordt belicht, en met voorbeelden verduidelijkt. De interacties tussen de verschillende aspecten moet in rekening gebracht worden, om een realistische beoordeling van het draagvermogen te verkrijgen.

1. Metselwerk door de eeuwen heen

Om het draagvermogen van historische structuren in metselwerk te kunnen inschatten, is er kennis vereist met betrekking tot de opbouw (geometrie, verband, gelaagdheid), materiaaleigenschappen en mogelijke schademechanismen. De opbouw van draagmuren in metselwerk is de laatste decennia sterk geëvolueerd. Een beknopt overzicht wordt gegeven in Figuur 1. In deze bijdrage zal er vooral gefocust worden op de draagkracht van historische massieve muren, opgebouwd als regelmatig baksteenmetselwerk of als meerschalige constructie met baksteen- en/of natuursteenparamenten.

Spouwmuren, gelijmd metselwerk en holle bakstenen (snelbouwsteen) komen in deze bijdrage niet explicet aan bod wegens hun beperkte belang voor historische constructies. Voor een overzicht van de opbouw van metselwerkvloeren verwijzen we naar de bijdrage van K. Brosens et al. tijdens een voorgaande WTA-studiedag [1].

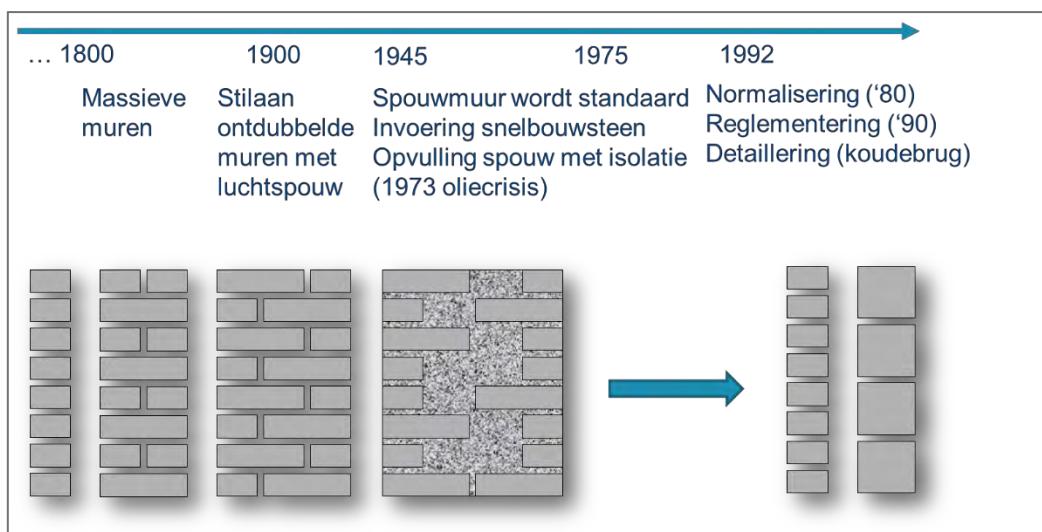


Fig. 1: Beknopt overzicht van de veranderende opbouw van metselwerk in de voorbije decennia. Gebaseerd op: "Veranderende concepten van baksteengevels in België" – tijdlijn opgesteld in het kader van een Master Thesis aan de KU Leuven [2]. Opbouw van massieve muren (links onder) en meer recente spouwmuren (rechts onder).

	# gebouwen	%
Voor 1900	714 332	16.0
1900-1918	347 396	7.8
1919-1945	624 930	14.0
1946-1961	618 348	13.8
1962-1970	453 776	10.1
1971-1981	602 022	13.5
Na 1982	1 112 121	24.9

Fig. 2: Overzicht van bouwperiode van bestaande gebouwen in België. Bron: Statbel (2015)

Het belang van massieve muren in het huidige gebouwen-arsenaal kan geïllustreerd worden met de data van Figuur 2. Uit deze data blijkt dat bijna 40% van de bestaande gebouwen in België dateren van voor het einde van de Tweede Wereldoorlog. Een vergelijking met Figuur 1 geeft aan dat deze bijgevolg vooral zullen opgebouwd zijn uit massief metselwerk.

Figuren 3 en 4 tonen voorbeelden van de opbouw van historische spouwmuren. Uit de tekening van eind 19^{de} eeuw is duidelijk te zien dat er verbindingssstenen gebruikt werden tussen beide spouwbladen en dat het buitenspouwblad dragend was. Deze opbouw komt vooral voort uit hygrische overwegingen: men plaatste een dunne wand met luchtspouw aan de binnenkant van de muur om vocht en regendoorschlag te vermijden. Met het toenemende belang van thermische weerstand werd de spouw volledig doorgetrokken, zonder bindstenen. Het binnenspouwblad fungeerde initieel ook als dragend metselwerk voor de houten vloeren, die een zeer laag eigengewicht hadden. Met de evolutie van de dragende vloeren, als aangegeven in [1], nam ook de belasting vanwege deze vloeren toe, en volstond het dunne binnenspouwblad niet meer als draagelement. De zwaardere vloeren konden wel opgelegd worden in het dikkeren buitenspouwblad, maar om koudebruggen ter hoogte van de draagvloer te vermijden (zie Figuur 4) was men genoodzaakt om de plaats van binnen- en buitenspouwblad om te wisselen.

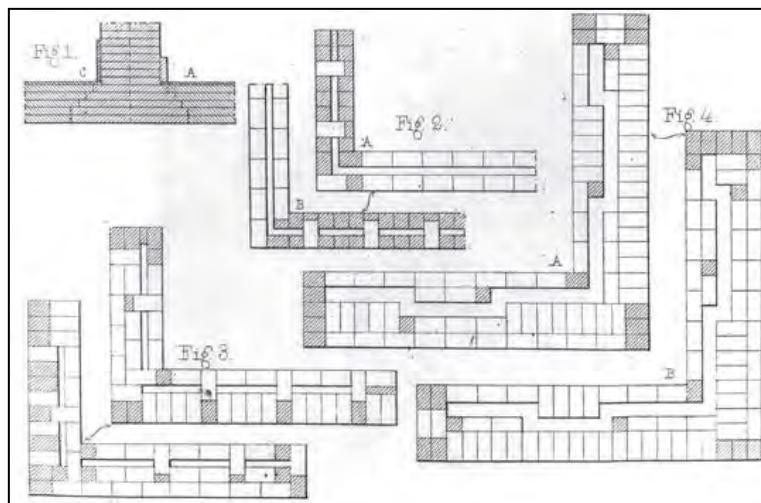


Fig. 3: “Historische spouwmuren”, Ben Kooij, Gids Cultuurhistorie 27, 2013, Rijksdienst voor het Cultureel Erfgoed, Nederland - Tekening uit 1871 [3]

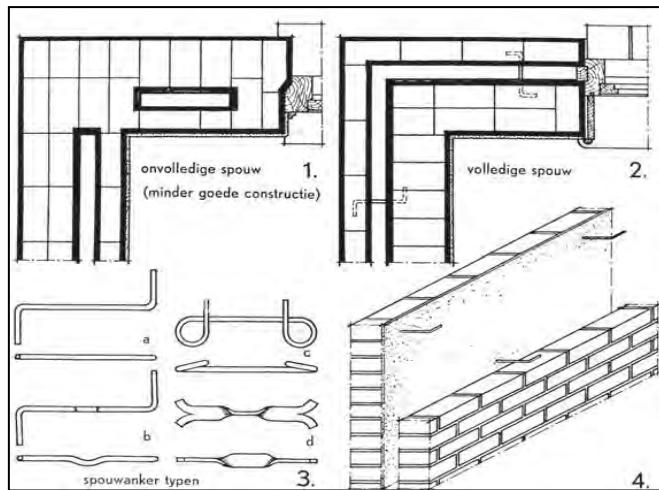


Fig. 4: "Historische spouwmuren", Ben Kooij, Gids Cultuurhistorie 27, 2013, Rijksdienst voor het Cultureel Erfgoed, Nederland - Tekening uit 1948 [3]

Het gevelbeeld toont bijna steeds het verschil tussen massief metselwerk en een ontdubbeld metselwerk met voorspouwblad. Metselwerk dat "in verband" geplaatst is (Figuur 5a) wijst op massief metselwerk. Indien er enkel strekken zichtbaar zijn (Figuur 5b) wijst dit op halfsteens metselwerk, typisch voor een voorspouwblad.

Zelfs indien het voorspouwblad een strakke, regelmatige opbouw heeft, moet men zich ervan bewust zijn dat het achterliggende, dragende metselwerk van mindere kwaliteit kan zijn. Zie bijvoorbeeld het binnenspouwblad van een woning uit de jaren '60 (Figuur 5c). Dit kan implicaties hebben voor ingrepen zoals na-isolatie van de spouw of voorspouwbladvervanging.



Fig. 5a: Massieve muur met metselwerk in verband

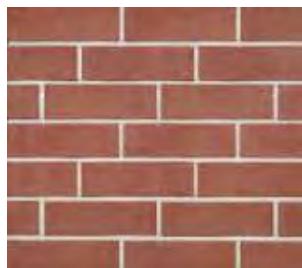


Fig. 5b: Voorspouwblad in halfsteens metselwerk



Fig. 5c: Metselwerk na wegneming van voorspouwblad

2. Faalmechanismen in historisch metselwerk

Voor een bespreking van het mechanisch gedrag van metselwerk wordt verwezen naar een voorgaande WTA-bijdrage [4]. Voor deze bijdrage zal de focus liggen op een bespreking van vier specifieke faalmechanismen die belangrijk zijn in de beoordeling van het draagvermogen van bestaande constructies in historisch metselwerk, met name: kruip in metselwerk onder hoge drukbelastingen, spanningsherverdelingen en breukvorming in drieschalig metselwerk, mechanismevorming in boogstructuren en scheurvorming door differentiële zettingen.

2.1. Kruipeffecten in metselwerk

Kruip is een tijdsafhankelijk fenomeen waarbij elastische vervormingen, plastische vervormingen en micro-scheurvorming optreden die onder een constante belasting toenemen

in de tijd. Kruipvervormingen treden op bij metselwerk dat onderhevig is aan hoge (constante) belastingen, bijvoorbeeld onderaan een toren of bij belastingsconcentraties zoals in kolommen. Kruipvervormingen in brossé materialen onder drukspanningen treden op in drie fases: primaire (A), secundaire (B) en tertiaire (C) kruipfase (Figuur 6a). De primaire kruipfase wordt gekenmerkt door een afnemende vervormingssnelheid. Deze evolueert naar een constante vervormingssnelheid in de secundaire kruipfase (constante helling van de curve). Afhankelijk van het relatieve spanningsniveau zullen de vervormingen en de microscheurvorming in de secundaire kruipfase al of niet voldoende groot zijn om door te groeien tot macroscheuren (vb. Figuur 6b), en daardoor een tertiaire kruipfase te initiëren die zal leiden tot verbrijzeling van het materiaal en instorting van (een deel van) de structuur. De relatieve spanning is de verhouding van de gemiddelde drukspanning in het metselwerk tot de druksterkte van het metselwerk. Experimenteel onderzoek heeft uitgewezen dat secundaire en tertiaire kruip kunnen optreden voor relatieve spanningsniveaus vanaf 40% van de druksterkte, afhankelijk van de gebruikte materialen in historisch metselwerk [5].

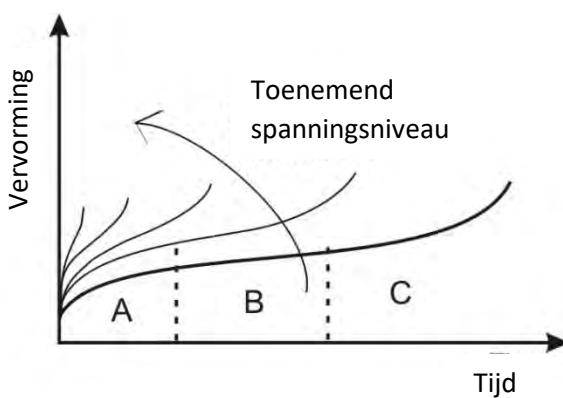


Fig. 6a: Schematische voorstelling van tijdsafhankelijke vervormingen die optreden bij kruip



Fig. 6b: Typisch verticaal scheurpatroon bij schade door kruip onder hoge drukbelasting

2.2. Drieschalg metselwerk

Het faalmechanisme van drieschalg metselwerk wordt geïllustreerd in Figuur 7. Omdat het parament bij historisch metselwerk meestal stijver is dan het kernmetselwerk zal de belasting initieel vooral gedragen worden door het parament (b). Bij gebrekige samenhang tussen parament en kern vervormen deze afzonderlijk, waardoor het parament beperkt kan uitbuigen (en dus inkorten) waardoor de belasting herverdeeld wordt en vervolgens vooral door het kernmetselwerk moet gedragen worden (c). Bij gebrekige steundruk of insnoering door het parament zal het kernmetselwerk scheuren en verbrijzelen (d). In deze situatie leiden discontinuïteiten of zwakke zones in het parament tot een afschuifbreuk (e). Een goede samenhang van het drieschalg metselwerk en een doorlopend parament van goede kwaliteit zijn dus onontbeerlijk voor de structurele werking van drieschalg metselwerk.

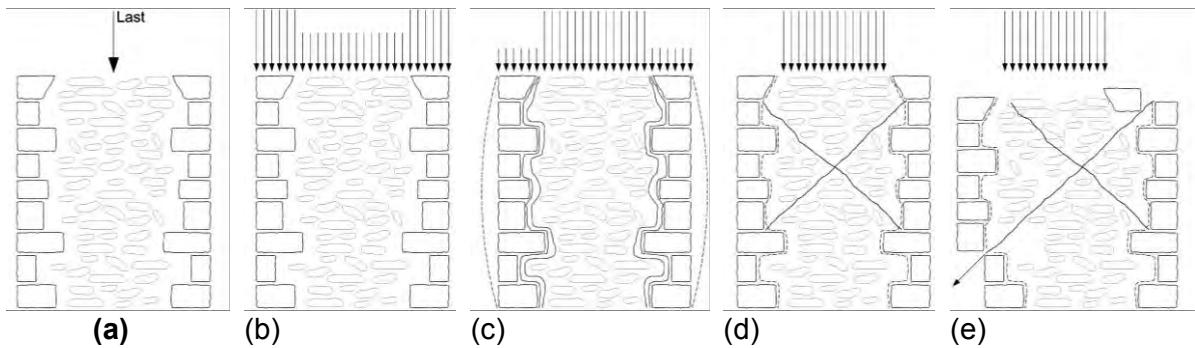


Fig. 7: Faalmechanisme in drieschalig metselwerk [6]

2.3. Mechanismevorming in boogstructuren

Bij boogstructuren zijn niet de materiaaleigenschappen, zoals druksterkte en stijfheid, van belang voor een goede structurele werking, maar wel de geometrie. Hierin verschilt mechanismevorming in boogstructuren van de twee bovenstaande faalmechanismen die betrekking hebben op axiale, verticale belastingen in verticale structurele elementen. Boogstructuren zijn hyperstaticke structuren, wat betekent dat er bij de vorming van een beperkt aantal scharnierpunten of scheuren geen stabiliteitsproblemen optreden. Pas indien er voldoende scharnieren gevormd zijn om een mechanisme te vormen, zal de boog instabiel worden. In een symmetrische boog zijn er 4 scharnierpunten nodig voor instabiliteit (zie Figuur 8). Een driescharnierboog is daarentegen een typisch voorbeeld van een statische (stabiele) structuur.

Scheuren of scharnieren worden gevormd wanneer de druklijn buiten de middenderde-sectie van het metselwerk treedt. Op dit moment ontstaan er in het metselwerk trekspanningen. De ligging van de druklijn wordt enkel bepaald door de geometrie van de boog, de horizontale steundruk aan de aanzet van de boog en de belastingen. De belastingen hebben betrekking op het eigengewicht van de boog en externe lasten, bijvoorbeeld verkeersbelasting bij een boogbrug. Voor het bepalen van de ligging van de druklijn en het analyseren van de stabiliteit van de boog wordt er aangenomen dat het metselwerk geen treksterkte en een oneindige druksterkte en stijfheid bezit. Dit wijst er nogmaals op dat niet de materiaaleigenschappen, maar wel de geometrie van belang zijn voor de stabiliteit van boogconstructies.

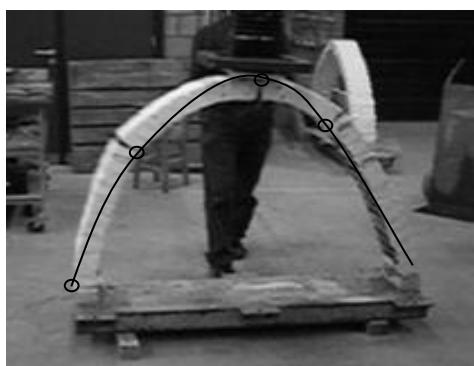


Fig. 8: Aanduiding van 4 scharnierpunten op een boog net voor instorting. (Foto van studentenproject in labo Reyntjens, 2006, KU Leuven)

2.4. Scheurvorming bij differentiële zettingen

Differentiële zettingen veroorzaken trek- en schuifspanningen in metselwerk, waardoor scheurvorming ontstaat. Een belangrijk aspect hierbij is dat de zettingen differentieel dienen te zijn zodat er een verschil in vervorming ontstaat tussen bepaalde zones in het metselwerk. Gelijkmatige vervormingen of tilt veroorzaken meestal geen scheurvorming, zie Figuur 9.



Fig. 9: Geen scheurvorming bij gelijkmatige zettingen (links) en tilt (midden), versus scheurvorming bij differentiële zettingen (rechts).

Ter illustratie wordt in Figuur 10 een Eindige Elementenanalyse getoond van de scheurvorming in het metselwerk in de Sint-Jacobskerk te Leuven [7]. Deze scheurvorming wordt veroorzaakt door differentiële zettingen van de kolommen. Om dergelijke modellen te kunnen opstellen, en een uitspraak te kunnen doen in verband met de scheurlocatie en scheurwijdte zijn geavanceerde materiaalmodellen en dus verregaande kennis van de materiaal-karakteristieken vereist. De nauwkeurigheid van het model wordt geëvalueerd aan de hand van de werkelijke scheurpatronen, en het model kan vervolgens gebruikt worden voor een scheurvoorspelling bij toenemende differentiële zettingen of andere zettingspatronen. Figuur 11 toont dat er een zeer goede overeenkomst is tussen het model en de in-situ opgetekende scheuren.

Voor een meer uitgebreide bespreking van oorzaken en gevolgen van differentiële zettingen verwijzen we naar een vorige WTA bijdrage [4].

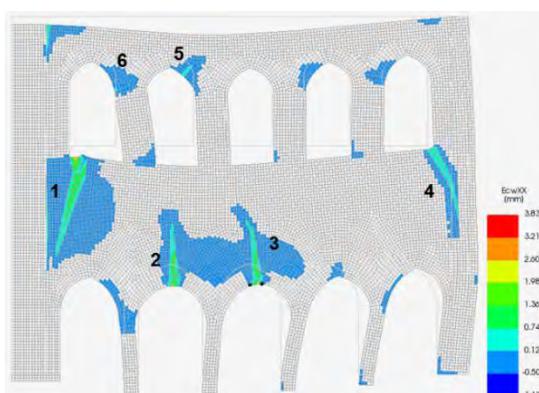


Fig. 10: Eindige Elementenanalyse van scheurvorming in het metselwerk door differentiële zettingen in de Sint-Jacobskerk te Leuven [7]



Fig. 11: On-site opgetekende scheurpatronen door differentiële zettingen in de Sint-Jacobskerk te Leuven

3. Opbouw en materiaalkarakterisering van bestaand metselwerk

Om het draagvermogen van bestaand metselwerk te kunnen verifiëren, is het belangrijk om kennis te hebben over:

- De geometrie en (inwendige) opbouw
- De mechanische materiaaleigenschappen

- Aanwezige schade- of degradatiemechanismen en hun effect op het draagvermogen
Deze elementen kunnen op verschillende schaalniveaus en met variërende mate van intrusie onderzocht worden: van het uitvoeren van niet-destructief onderzoek tot het nemen van grote proefstukken voor destructieve laboproeven.



3.1. Van NDT tot grote proefstukken voor destructief onderzoek

Bij niet-destructieve testen (NDT) worden metingen van bijvoorbeeld voortplantingssnelheid van een ultrasone golf, elektrische weerstand of terugslag bij impact gerelateerd aan de densiteit, porositeit, E-modulus of sterke van het materiaal. Omdat deze proeven een hogere betrouwbaarheid hebben in homogene materialen worden ze vooral toegepast op beton en natuursteen.

Bij weinig of minder-destructieve testen (MDT) wordt er in zeer beperkte mate schade berokkend, bijvoorbeeld door het uitvoeren van boringen met kleine diameter. Met behulp van een endoscop kan het boorgat vervolgens onderzocht worden om holtes te detecteren en de meerschalige opbouw van het metselwerk in kaart te brengen.

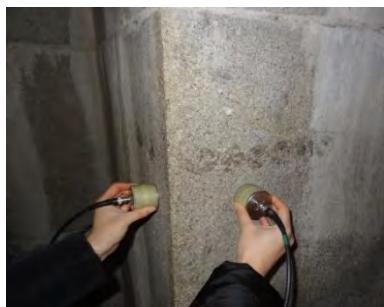


Fig. 12: Semi-directe ultrasoon-meting op natuursteen



Fig. 13: Boring voor endoscopisch onderzoek

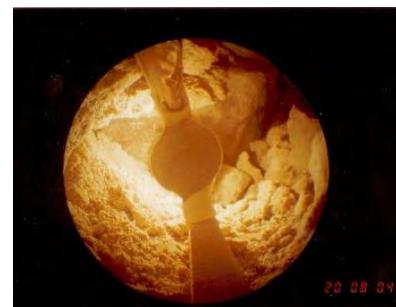


Fig. 14: Beeldopname van endoscopisch onderzoek

Een volgende stap betreft het nemen van kleine proefstukken van steen en mortel. Hierop kunnen mechanische proeven uitgevoerd worden ter bepaling van de druksterkte. Vaak is de mortelvoeg te dun om mortelproefstukken te nemen die voldoende groot zijn voor mechanische proeven zonder dat er extreme schaaleffecten optreden die de resultaten onbetrouwbaar maken. In dat geval kunnen er mortelproefstukken ontnomen worden voor een chemische analyse. De samenstelling (type en hoeveelheid bindmiddel) kan vervolgens gerelateerd worden aan een inschatting van de mechanische eigenschappen van de mortel, of er kunnen nieuwe proefstukken gemaakt worden met gelijkaardige samenstelling voor het uitvoeren van mechanische proeven.

Een laatste stap betreft het nemen van grote metselwerkproefstukken voor het uitvoeren van mechanische proeven. Dit geeft het meest betrouwbare resultaat, maar het aantal

proefstukken is uiteraard beperkt. Het nemen van grote samples voor destructief onderzoek wordt meestal uitgevoerd in het kader van een lopende grootschalige restauratie.



Fig. 15: Kleine kernen uit baksteen voor drukproeven



Fig. 16: Kleine proefstukken van mortel uit kernmetselwerk voor drukproeven



Fig. 17: Mortelsamples voor chemische analyse

3.2. Bepaling van de druksterkte

Een accurate bepaling van de druksterkte van metselwerk is van belang bij het beoordelen van bestaande structuren die onderhevig zijn aan hoge belastingen door het gewicht van de structuur, bijvoorbeeld in kolommen of onderaan een toren, en bij belastingsconcentraties, bijvoorbeeld onder de oplegpunten van een nieuwe draagbalk die geplaatst wordt tijdens structurele ingrepen. De treksterkte van metselwerk wordt meestal verwaarloosd bij het beoordelen van historische structuren.

Tabel 1 geeft een overzicht van Europese normen voor het bepalen van de druksterkte van metselwerk en typische afmetingen van de proefstukken gebruikt in de desbetreffende normen. Deze normen zijn uiteraard toegespitst op het beproeven van nieuw metselwerk, maar kunnen ook gebruikt worden als leidraad voor destructieve proeven op bestaand metselwerk. De karakteristieke druksterkte van metselwerk kan berekend worden uit de druksterkte van de mortel en de metselsteen, met behulp van volgende formule uit Eurocode 6 [8]:

$$f_k = \frac{f_b}{K} + \alpha f_m - \beta$$

met:

f_k : karakteristieke druksterkte van metselwerk

K: constante (typische waarde 0.5)

f_b : genormaliseerde gemiddelde druksterkte van een metselsteen

f_m : druksterkte van de mortel

α : constante (typische waarde 0.65)

β : constante (typische waarde 0.25)

De druksterkte kan ook rechtstreeks bepaald worden door het uitvoeren van drukproeven op metselwerkmuurtjes met een oppervlak van ongeveer 0,25-1 m², afhankelijk van de afmetingen van de metselstenen. Wegens praktische uitvoerbaarheid worden in bestaande en historische structuren vaker kernen geboord (diameter 45-150 mm), die vervolgens onderworpen worden aan een drukproef, gelijkaardig aan het beproeven van betonkernen.

Normnummer	Omschrijving	Afmetingen proefstuk
EN 1015-11	Proeven voor metselmortel - Deel 11: Bepalen van de buigsterkte en druksterkte van verharde mortel	4*4*16 cm ³ voor buigsterkte 4*4*4 cm ³ voor druksterkte
EN 772-1	Metselsteen proeven - Deel 1: Bepaling van de druksterkte	1 steen
EN 1052-1	Beproeingsmethoden voor metselwerk - Deel 1: Bepaling van de druksterkte	Halfsteens, 2 strekken lang, 5 stenen hoog

Tabel 1: Normen voor het bepalen van de druksterkte van mortel, metselstenen en metselwerk, met typische afmetingen van de proefstukken gebruikt in de desbetreffende norm.

Figuur 18 toont resultaten van drukproeven op metselwerkmuurtjes die opgebouwd werden uit baksteen met een gemiddelde druksterkte van 10 MPa en verschillende mortelsamenstellingen: cementmortel (C), hybride kalk-cementmortel (LC), mortel met luchtkalk als bindmiddel (LH) en mortel met hydraulische kalk (HL) [9]. De proefopstelling voor de drukproeven is getoond in Figuur 19.

Hoewel alle muurtjes opgebouwd zijn met hetzelfde type baksteen, is er een grote spreiding op de resulterende druksterkte, gerelateerd aan de sterkte van de mortelvoeg, maar steeds lager dan de druksterkte van de bakstenen. De proefstukken met cementmortel hebben de hoogste druksterkte (ongeveer 6 MPa), deze met hydraulische kalk en hybride kalk-cement als bindmiddel vertonen een gelijkaardig gedrag (druksterkte rond 4-5 MPa) en de proefstukken met luchtkalk resulteren in een druksterkte tussen 1.5-2 MPa. Hierbij moet opgemerkt worden dat het uithardingsproces voor luchtkalk veel trager verloopt dan voor de hydraulische bindmiddelen, terwijl alle proefstukken op dezelfde ouderdom getest werden. De proefstukken met luchtkalk hebben hun eindsterkte dus nog niet bereikt op het moment dat de drukproeven uitgevoerd werden. Uit vroegere proeven op muurtjes met luchtkalk die versneld gecarbonateerd werden, bleek dat na volledige carbonatatie van de mortel een toename in druksterkte van ongeveer 45-50 % optreedt [5].

De spreiding op de resultaten van drukproeven op nieuw gemetselde muurtjes is relatief beperkt, omwille van de homogeneren eigenschappen van huidige bakstenen en een zorgvuldige dosering en menging van de mortelsamenstelling. Wanneer er echter proefstukken ontnomen worden bij bestaande constructies worden veel grotere spreidingen opgetekend. Figuur 20 toont resultaten van drukproeven op kernen in Diestiaan ijzerzandsteen die ontnomen werden bij drie verschillende kerken. De datapunten die aangeduid zijn met een ruitvorm betreffen resultaten van drukproeven op Brusseliaan ijzerzandsteen en op proefstukken uit proefboringen. Deze datapunten worden daarom niet verder besproken.

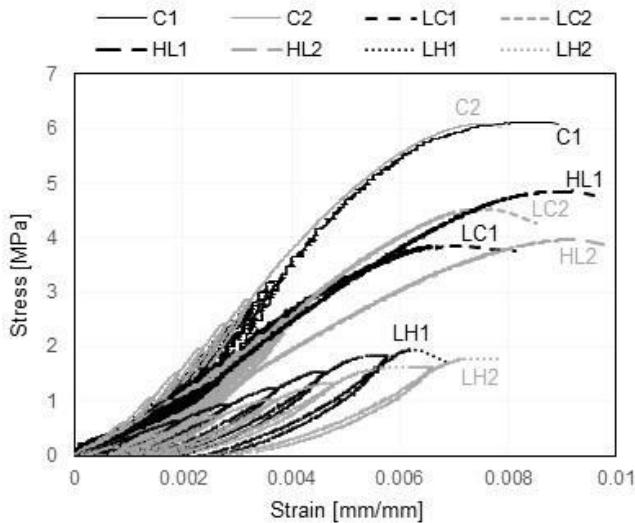


Fig. 18: Resultaten van drukproeven op metselwerk muurtjes met verschillende mortelsamenstellingen (C: cementmortel, HL: hydraulische kalkmortel, LC: hybride kalk-cement mortel, LH: mortel met luchtkalk). Resultaten zijn getoond als spanning (Y-as) - rek (X-as) curves.



Fig. 19: Proefopstelling van drukproeven op metselwerk in labo Reyntjens, KU Leuven (Foto: N. Shetty)

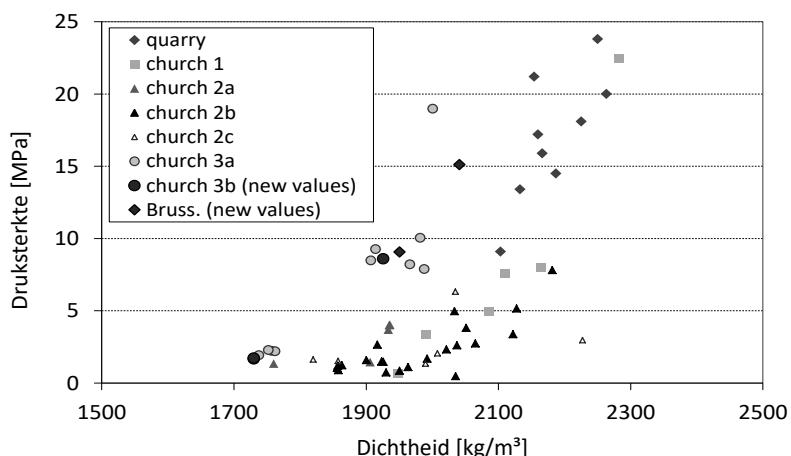


Fig. 20: Experimentele resultaten van uni-axiale drukproeven op kernen van ijzerzandsteen [10]

Ook wanneer enkel de resultaten van de drukproeven op de kernen in Diestiaan ijzerzandsteen van naderbij bekeken worden, is de spreiding zeer groot. Figuur 21 toont een histogram van de druksterktes. Hierbij is het aantal proefstukken dat een druksterkte heeft dat binnen een bepaald interval ligt aangegeven op de Y-as. Dus het aantal proefstukken binnen een bepaald druksterkte-interval is gerelateerd aan de lengte van de staafjes.

Om uit de meetresultaten een waarde te bepalen die gebruikt kan worden als druksterkte voor de natuursteen in verdere berekeningen, worden de gemiddelde en karakteristieke druksterkte bepaald. Hierbij is de karakteristieke druksterkte (f_k) die sterkte die door minstens 95% van de proefstukken bereikt wordt. Om deze te kunnen berekenen, is het nodig om de discrete resultaten te benaderen met een continue kansverdeling. Figuur 21 toont een normaalverdeling of Gauss-curve. Dit is een symmetrische curve die de proefresultaten slecht benadert en resulteert in een negatieve karakteristieke druksterkte ($f_{k,N}$), wat uiteraard fysisch niet mogelijk is. Voor metingen met lage resultaten die niet negatief kunnen worden, zoals druksterktes, wordt daarom meestal een lognormaalverdeling gebruikt. Op Figuur 21 is te zien

dat dit model de proefresultaten beter benadert en leidt tot een positieve waarde voor de karakteristieke druksterkte ($f_k;LN$) die vervolgens gebruikt kan worden voor controleberekeningen.

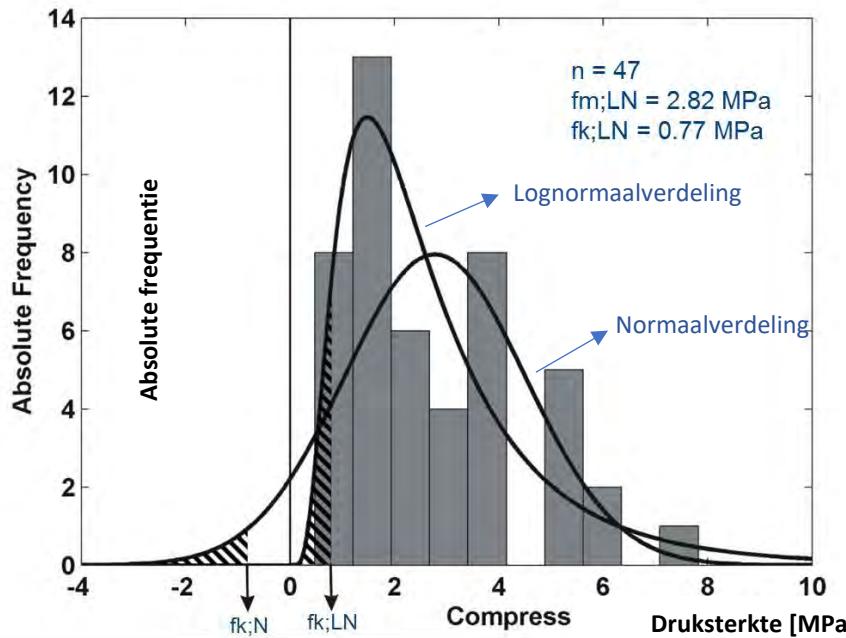


Fig. 21: Histogram met druksterktes van ijzerzandsteen proefstukken, benaderd aan de hand van een normaal- en een lognormaalverdeling, met aanduiding van de karakteristieke sterkte voor beide modellen.

Ter illustratie, in [11] worden de resultaten besproken van een Eindige Elementenmodellering (EE) die uitgevoerd werd om de tijdsafhankelijke vervormingen onderaan de ingestorte kerktoren van de Sint-Willibrorduskerk te Meldert (Lummen) te analyseren. Voor deze kruipberekeningen werd de karakteristieke sterkte van het ijzerzandsteen gebruikt, zoals bekomen uit een lognormaalverdeling. Het EE-model wordt getoond in Figuur 22, en de ingestorte kerktoren in Figuur 23. Conclusie van de kruipmodellering was dat er een niet-kritieke drukspanning aanwezig was in het metselwerk die zou kunnen leiden tot beperkte kruipvervormingen, maar niet tot instorting. Bij deze analyse werd er geen rekening gehouden met de drieschalige opbouw van het metselwerk. Door gebrek aan cohesie in het drieschalg metselwerk en ontbreken van een doorlopend parament ontstonden echter lokale kritieke drukspanningen die op termijn (kruipeffecten) leidden tot instorting.

Dit voorbeeld toont duidelijk aan dat er voor bestaande structuren in metselwerk, naast materiaalkarakterisering en rekenmodellen steeds nood is aan een grondige on-site analyse, schade-detectie en monitoring om een gedetailleerd beeld op te bouwen van de structurele werking, opdat de juiste conclusies kunnen getrokken worden aangaande de standzekerheid van historische structuren in metselwerk.

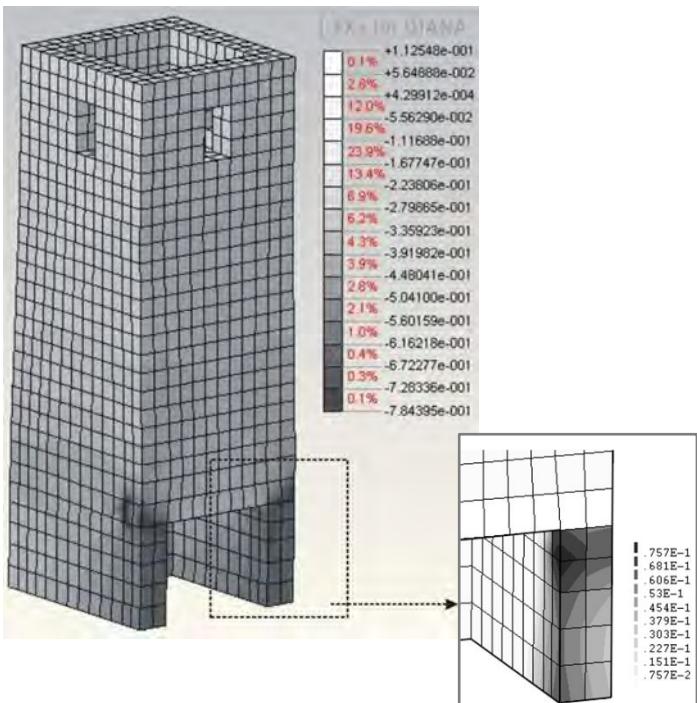


Fig. 22: Eindige Elementenmodel met contourplot van de drukspanningen en de parameter voor kruipschade (hier maximaal 0.08, 0 = geen kruipschade, 1 = instorting) [11].



Fig. 23: Ingestorte toren van de Sint-Willibrorduskerk te Meldert (Lummen), 2006.

4. Besluit

Een grote hoeveelheid experimentele en analytische technieken en methoden is voorhanden om de beoordeling van het draagvermogen van constructies in massief metselwerk te ondersteunen. Het blijft evenwel noodzakelijk om de samenhang tussen de verschillende experimentele en analytische resultaten te onderzoeken, én daarbij rekening te houden met de heterogeniteit en de specificiteit van de metselwerkgebouw en van de gebruikte materialen. Inzicht in deze samenhang begint bij de visuele beoordeling van de metselwerkconstructie, om vooreerst het gedrag van de constructie in haar geheel in te schatten in relatie tot haar funderingen en de optredende belastingen, en pas daarna over te gaan tot de studie en de beoordeling van de opbouwende elementen en materialen.

5. Referenties

- [1] Brosens K., Heirman G., Van Gemert D., Dereymaeker J. Overzicht en revalorisatie van holle vloersystemen uit het interbellum, in Bouwmateriaal en constructietechnieken in het Interbellum, Van Gemert D., et al., Editors. WTA-Nederland-Vlaanderen: Leuven. 2013.
- [2] Deldime K., Housmans K., Jorissen J., Rombaut S. Studio Baksteen - Veranderende concepten van baksteengevels in België, in Departement Architectuur. KU Leuven. 2016.
- [3] Kooij B. Historische spouwmuren, in Gids Cultuurhistorie 27, Rijksdienst voor het Cultureel Erfgoed, Editor. 2013. p.
- [4] Verstrynghe E., Degée H. Scheurvorming en instabiliteit in historische metselwerk door beweging in de ondergrond, in Schade aan bouwkundig erfgoed door bewegingen in de ondergrond, Verstrynghe E., van Hees R., van Hunen M., Editors. WTA-Nederland-Vlaanderen: Antwerpen. 2015.

- [5] Verstrynge E. Long-term behaviour of monumental masonry constructions: modelling and probabilistic evaluation. PhD Thesis. Civil Engineering Department, KU Leuven: Leuven. 2010.
- [6] Van Gemert D. Vernieuwbouw van structuren. Cursustekst. Leuven: VTK. 2003.
- [7] Bejarano Urrego L., Verstrynge E., Drougas A., Giardina G., Bassier M., Vergauwen M., et al. Numerical analysis of settlement-induced damage to a masonry church nave wall (in review), in Structural Analysis of Historical Constructions. Springer RILEM Bookseries.: Cusco, Peru. 2018.
- [8] NBN EN 1996-1-1 Eurocode 6 - Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. 2005.
- [9] Shetty N., Livitsanos G., aggelis D.G., Wevers M., Verstrynge E. Characterization of mechanical behaviour of masonry under compression using acoustic emission, in 8th International Conference on Acoustic Emission. IIIAE: Kyoto, Japan. 2016.
- [10] Verstrynge E., Schueremans L., Van Gemert D. Creep and failure prediction of Diestian ferruginous sandstone: modelling and repair options. Construction and Building Materials 2012; 29:149-157.
- [11] Verstrynge E., Van Gemert D. Creep failure of two historical masonry towers: analysis from material to structure. International Journal of Masonry Research and Innovation 2018; 3(1):50-71.

STERK(T)E STAALTJES VAN HOUT IN MONUMENTEN

**Jan de Jong / Nancy Westerlaken
ICB TNO**

1. Waarom degradeert hout?

1.1. Algemeen

Er zijn mechanismen aan te wijzen waardoor hout degradeert. Van belang is om te weten hoe een aantasting van hout veroorzaakt wordt en welke factoren en risico's daarbij een rol spelen. Een in de praktijk veel voorkomend mechanisme is te relateren aan vocht. In deze bijdrage ga ik hier verder op in.

In principe wordt hout niet aangetast door schimmels (en vaak ook insecten) als er geen vochtbron aanwezig is. Deze vochtbron wordt veelal de oorzaak van de aantasting genoemd. Droog hout wordt dus niet aangetast. Schimmels hebben hout nodig met een hoger houtvochtgehalte (meer dan 20 % houtvocht). Van belang is om na te gaan waar en hoe welke vochtbronnen zijn ontstaan en deze goed te benoemen. Daarna is het van belang om de vochtbronnen zoveel mogelijk te elimineren en in kaart te brengen welke risico's er zijn in de latere levensfase van het project (bijvoorbeeld inpandige goten). Ditzelfde (risico inschatting) geldt ook voor de belasting en de sterkte van het hout.

1.2. Praktijk

In de praktijk zijn er drie parameters die van belang zijn voor de degradatie van hout in monumenten:

- A. Vochtgehalte van het hout
- B. Aantasting van het hout
- C. Sterkte van het hout

Er zijn drie tijdstippen van belang om gegevens van te hebben of te volgen tijdens een restauratie:

- Bij inspectie vooraf
- Tijdens de uitvoering
- na verloop van een aantal jaren (monitoring)

Deze parameters worden in onderstaand tekst per tijdstip aangegeven wat te doen of hoe ermee om te gaan.

A. Vochtgehalte van het hout

Het houtvochtgehalte van een constructie is vaak bepalend voor de degradatie van de constructie. Het is van groot belang om een houtconstructie droog te houden en te controleren of dit ook zo blijft op termijn.

- Bij inspectie is het noodzaak om de gehele vochthuishouding van het hout in kaart te brengen. Belangrijk is om in deze fase de vochtbronnen (oorzaken) goed duidelijk te krijgen en deze indien mogelijk te elimineren of op risico in te schatten.
- Tijdens uitvoering is het van belang om zo min mogelijk water/vucht in het bouwwerk te brengen (denk hierbij ook aan tijdelijke opslag van materialen op het werk). Dit kan het houtvochtgehalte beïnvloeden en dus ook de totale houtconstructie. Voor het opleveren van het bouwwerk zou de gehele vochthuishouding nog een maal vastgelegd moeten worden.
- Op langere termijn is het van belang om de houtconstructie te volgen op vochtsporen en schimmelplekken. Ook is het raadzaam om op plekken met een hoog risico het

houtvochtgehalte periodiek te meten. Volledige automatische systemen zijn hiervoor nu nog niet beschikbaar, daarom zal dit handmatig moeten gebeuren.

B. Aantasting van het hout

In principe zijn er twee soorten aantasting die van belang zijn voor hout:

1 – schimmelaantastingen

Schimmelaantastingen komen voor op plaatsen waar vaak sprake is van een verhoogd houtvochtgehalte. Afhankelijk van de omvang en de soort schimmel kan een inschatting worden gemaakt van de risico's op her-infectie. Ook is het van groot belang om te weten welke soort schimmel er is aangetroffen: niet alle schimmels tasten de sterkte van het hout aan. De huiszwam is een voorbeeld van een schimmel die de sterkte van het hout aantast en dit is meteen ook de schimmel die het moeilijkst te bestrijden is. Is de huiszwam eenmaal ontstaan, dan heeft hij heel weinig vocht nodig om door te groeien. Daarom zijn rigoureuze bestrijdingsmaatregelen nodig: Vaak betekent dit veel sloopwerk en meer maatregelen dan bij een andere hout aantastende schimmels (bruin en witrotschimmels, bijv. kelderzwam).

Bij andere soorten schimmels kan men er veelal vanuit gaan dat als de vochtbron wordt geëlimineerd dat dan ook de doorgroei van de schimmel stopt.

In een aantal gevallen is daar nu ervaring mee opgedaan met een goed resultaat. Let wel dat dit risico alleen genomen kan worden als de vochtbron volledig verwijderd is.

2 - Insectenaantastingen

Van belang is om te weten welk soort insect het hout aantast. Mede gezien de voorplantingssnelheid van het insect en de ernst van de situatie kan dan het risico worden genomen om deze al of niet te bestrijden. Ook in een later stadium kan worden nagegaan of het insect nog aanwezig is en of deze nog actief is. Vooral het aantonen van de activiteit is een facet dat vaak wordt vergeten. Toch kan door na te gaan of de uitvliegopeningen vers zijn eenvoudig worden waargenomen of de aantasting nog actief is. Ook kan dit door papier op het hout te plakken, en te bezien of er door het papier uitvliegopeningen (gaatjes) ontstaan.

Soorten insecten:
Kleine houtworm
Bonte knaagkever
Boktor

Wat te doen op welk tijdstip op het gebied van aantastingen:

- Bij inspectie is het noodzaak om de aard van de aantasting (welk soort schimmel of insect) de omvang (op welke plaats komt het voor) en de ernst van de aantasting (hoe diep komt het voor) vast te stellen. Ook moet worden nagegaan of het insect of de schimmel nog in leven is of niet meer actief is.
- Tijdens uitvoering is het van belang om er voor te zorgen dat er geen her-infectie kan plaatsvinden.
- Op langere termijn is het van belang om de houtconstructie te volgen op aantastingssporen zoals nieuwe uitvliegopeningen of vruchtlichamen van schimmels.

C. Sterkte van het hout

De sterkte van de constructie is afhankelijk van de toestand van het hout en de opbouw van de totale constructie, waarbij ook de verbindingen een rol spelen. Ook is van belang hoeveel gewicht (kracht) er op de constructie wordt aangebracht. Vroeger werd een houtconstructie bij degradatie-kenmerken (aantastte plekken) altijd weer in zijn oude staat teruggebracht.

Later is men hier anders over gaan denken, omdat half-verrot nog altijd constructief voldoende sterk kan zijn. In een uitgebreid onderzoek in een kerk in Sloten (Friesland) is deze manier van redeneren voor het eerst toegepast.

Wat te doen op welk tijdstip met betrekking tot de sterkte van het hout:

- Bij inspectie is het noodzaak om de constructieve sterkte van de totale constructie in kaart te brengen. Vooral nagaan of er sprake is van zakkings, breuken in de stuclaag of andere aanwijzingen die op vervormen van de constructie kunnen wijzen. Vaak wordt aangegeven dat de balken gescheurd zijn. Dit zijn vaak oude droogtescheuren welke maar een zeer beperkte of geen invloed hebben op de sterkte van het hout.
- Tijdens uitvoering is het van belang om er voor te zorgen dat er geen overbelasting kan plaatsvinden. Dit gebeurt soms door grote hoeveelheden bouwmaterialen op een plaats op te slaan.
- Op langere termijn is het van belang om de houtconstructie te volgen op aanwijzingen als zakkingen, vervormingen, verdraaiingen en uitbreken van glas en/of stucwerk.

2. Is hout wel sterk genoeg?

Voor het berekenen van een constructie is het soms noodzakelijk om zowel de afmetingen als de restafmetingen van het hout (voor funderingspalen restdiameter) op te nemen. Onder restafmetingen wordt verstaan de werkelijke afmetingen van het gezonde hout dus zonder de aangetaste delen. Zeker bij houtverbindingen kan dit verwarringen zijn en leiden tot verschillende aannames in de berekening. Voorbeelden hiervan zijn onder andere kademuren en paalfunderingen onder gebouwen.

We kennen praktijkvoorbeelden waar houtconstructies zijn aangetroffen die, gelet op de dimensionering van de constructie en de krachten die de constructie op moet nemen, volgens de rekenregels bezwiken hadden moeten zijn, maar er toch nog staan en geen sporen van bezwijken aangeeft. Het blijkt dat de constructie de belastingen toch nog af kan dragen. Een houtconstructie verraadt zich vrijwel altijd (eerst kraken, vervormingen e.d.). het is raadzaam om een dergelijke houtconstructie altijd goed volgen en te monitoren.

Ik zou pleiten voor een meer project afhankelijke aanpak met meer op de toepassing gerichte eisen (prestatie eisen). Dit betekent niet alleen een berekening maken maar veelmeer vanuit de praktijk benaderen en het geheel meenemen in de beoordeling. Aspecten als houtkwaliteit, samenstelling van de totale constructie en ook monitoren spelen daarbij een rol.

Daarnaast zou ik de houtconstructie op het gebied van sterkte veel beter volgen en in kaart te brengen dit na 2, 5 en 10 jaar na uitvoering restauratie.

Echte instortingen die er zijn met houten constructie zijn vaak te wijten aan de bevestiging (trap Leiden en Utrecht) of aan externe overbelasting (kademuur). Ook is het meer dan eens voorgekomen dat er onder een gebouw een dusdanig slechte fundering is aangetroffen dat van enige reststerkte geen sprake meer was. Toch waren de zakkingen en scheurvormingen minimaal en was er op het eerste gezicht geen gevvaarlijke situatie. In een aantal gevallen was dit (geen draagkrachtige fundering) wel reden om een dergelijk pand te ontruimen en/of andere maatregelen te treffen.

3. Hoe monitor ik een constructie (parameters in de praktijk)

De monitoring van een houtconstructie is afhankelijk van de soort constructie en de risico's welke er genomen kunnen worden. Door bijvoorbeeld om de twee jaar zakkingen of vervormingen te meten kan een houtconstructie op dit gebied in kaart worden gebracht. Tevens kan dan ook worden nagegaan of de constructie in de praktijk niet overbelast wordt. Het is van belang om de risico's van zowel het houtvochtgehalte , als aantasting, als sterkte gedurende de levensduur te monitoren en vast te leggen. Dit zou onderdeel moeten zijn van het restauratie plan bij aanvang van de restauratie van een bouwwerk. De aanpak met een betere risicoanalyse kan goedkoper zijn met vaak een vergelijkbaar of soms beter resultaat (project Sloten).

4. Voorbeelden uit de praktijk

Enkele voorbeelden uit de praktijk



Fig. 1: Meten van de werkelijke sterkte van een balk in de praktijk (Sloten Friesland)



Fig. 2: Lekke goot als vochtbron voor aantasting

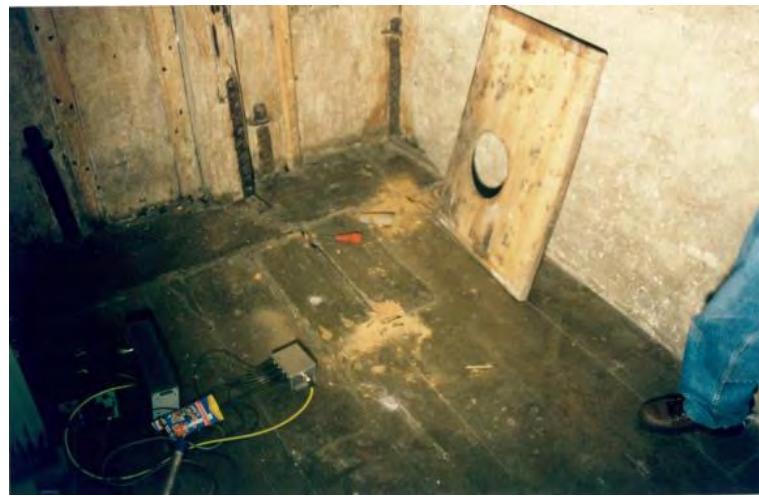


Fig. 3: Actieve insektenaantasting



Fig. 4: Vochtig muurplaat met aantasting door schimmels



Fig. 5: Niet actieve aantasting van insecten



Fig. 6: Ingestorte kademuur door overbelasting

5. Half fout kan ook nog goed zijn

Vaak wordt in de praktijk de houtconstrcutie dusdanig hersteld dat deze weer in staat van nieuw wordt gebracht. Toch is dit niet altijd noodzakelijk. Het is van belang om de risico's die op dit gebied genomen worden goed in kaart te brengen en deze vast te leggen. TNO heeft dit ooit gedaan voor een project in Sloten in Friesland (houtconstrcutie in een kerk)

Ervaringen na afloop van dit project:

Helaas werden we hier nog diverse malen bijgehaald omdat men dacht dat er activiteit zichtbaar was (insekten aantasting). Gelukkig bleek dit om oude aantastingen te gaan welke niet verwijderd bleken te zijn tijdens de restauratie (risico, hadden ze dus goed vast moeten leggen).

Het project zelf is pas na 8 jaar geëvalueerd en zou dit nu nog een maal moeten gebeuren.

Overige projecten:

In dit kader hebben gedurende 10 jaar een tweetal projecten gevuld om na te gaan of er degradatie was waar te nemen (zowel vocht, aantasting als sterke). Op een lekkage plek bleek dit niet het geval. De plaats is direct aangepast.

Ik ben van mening dat we goedkoper kunnen restaureren als we de onderdelen beter benoemen en monitoren. Dan is ook half fout hout (aangetast) vaak nog goed genoeg is en beïnvloed dit niet de levensduur van het bouwwerk.

Hout in monumenten is vaak sterker en beter dan staal.

T H T (TENMINSTE HOUDBAAR TOT)

**André de Prouw
Constructiebureau De Prouw**

1. Inleiding

Deze studiedag gaat over het draagvermogen van historische constructies. Monumenten dus. Maar hebt u zich al eens afgevraagd *waarom* we deze monumenten juist zo belangrijk zijn om te behouden? Het zijn de tastbare zaken van het verleden, de cultuur, de geschiedenis en dat maakt monumenten - oude bouwwerken - nu zo bijzonder.

Geschiedschrijving is geen wetenschap, maar een optekening van het verleden. Teksten worden meestal gepubliceerd vanuit een bepaald perspectief en zijn zelden opgesteld volgens wetenschappelijke regels, maar oude bouwwerken met meestal de sporen van geschiedenis staan er gewoon. Nou ja, gewoon ook een monument is aan verval onderhevig en heeft een houdbaarheidsdatum.

2. Gebrek komt met de jaren

Bouwwerken kunnen worden vergeleken met de mens. De gemiddelde (biologische) leeftijd van de mens was eeuwenlang 50 jaar. Pas de laatste eeuw is de gemiddelde leeftijd gestegen. Nu is de gemiddelde leeftijd van een inwoner van Nederland of België 81 jaar. Dit komt onder andere door betere leefomstandigheden, zoals een betere hygiëne, voeding en medische zorg. Het "onderhoud" is de laatste eeuw dus sterk verbeterd, waarbij de wetenschap een grote rol speelt. Dat geldt ook voor het onderhoud van monumenten, echter onvermijdelijk komen ook de gebreken met de jaren. Een goed onderhoud kan de levensduur (duurzaamheid) aanzienlijk verlengen, maar zoals bij de mens iedereen zijn gebreken krijgt, krijgen ook de monumenten hun specifieke gebreken, wat meestal wordt gekenmerkt door de materialen waaruit het monument bestaat en omstandigheden waarin het verkeert.

Een piramide is een robuust bouwwerk dat de tand des tijds al vele eeuwen doorstaat, maar vertoont ook gebreken. Een vuurtoren is ook een robuust bouwwerk, maar ondervindt met het zoute water een geheel andere aantasting in vergelijking met de droge woestijnwinden in Egypte. Behalve het milieu (en klimaat) zijn ook de materialen (steen-staal-hout) van belang voor de duurzaamheid en het onderhoud van een bouwwerk. Ook de samenstelling van de verschillende materialen speelt een belangrijke rol, zoals detaillering en de vochthuishouding in constructies.



Fig. 1: Palmyra - Syrië

Sommige monumenten hebben de eeuwen doorstaan, meestal omdat ze minder “vatbaar” waren voor aantasting door de elementen, echter worden ook “duurzame” monumenten soms bedreigd, bijvoorbeeld door destructie. De Romeinen hadden hierin al een strategie: Bouwwerken slopen en op de funderingen nieuwe tempels bouwen. En de geschiedenis herhaalt zich, zoals in Palmyra, waar IS de ruïnes voor een deel heeft vernield (maar nog geen nieuwe bouwwerken heeft kunnen bouwen).

Vernieling van een monument kan ook een bijdrage leveren aan de geschiedenis. Denk hierbij aan kasteelruïnes, die na een belegering weer werden opgebouwd en waaraan nieuwe bouwsporen zijn toegevoegd om zo een uitgebreider “verhaal” te vertellen. Een voorbeeld is het Krak des Chevaliers, UNESCO Werelderfgoed in Syrië, gebouwd in 1031 en belegerd en veroverd in 1271, waarna het kasteel is uitgebouwd en recent weer is beschadigd door IS.

3. Waardoor worden monumenten bedreigd?

Als beschermers houden wij ons niet bezig met het bewust beschadigen van monumenten. Maar soms doen we er onbewust wel aan mee. Door slecht uitgevoerde reparaties kan de levensduur van een constructie aanzienlijk worden verminderd. In vorige symposia is uitvoerig gesproken over *verkeerd materiaalgebruik*, zoals te harde voegen in metselwerk of een slechte detaillering, bijvoorbeeld van houtconstructies. Met de jaren leren we van praktijkgevallen en worden “nieuwe technieken” toegepast om een constructie langer in stand te houden. Of die nieuwe technieken ook goed zijn op de langere termijn is niet altijd bekend.

Oude technieken zijn beproefd. Niet alle technieken zijn goed, maar bij restauratie is het wel het eerste waarnaar men zal moeten kijken. Door restauratie met “gelijke” materialen ontstaat er minder verstoring in een constructie. Het beschikken over kennis van de eigenschappen van de materialen is daarom erg belangrijk, ook bij de keuze van alternatieve constructies.

De materialen waarmee onze monumenten zijn gebouwd en die aangetast kunnen raken zijn voornamelijk hout, steen en metaal. Steen komt in bouwwerken voor als metselwerk (in combinatie met mortel), beton en natuursteen. De aantasting wordt bij anorganische materialen, zoals steen en metaal, veroorzaakt door natuurlijke elementen: lucht en water, in combinatie met vorst of contaminanten zoals zuren en zouten. Metalen reageren verschillend. Het huidige constructiestaal bevat ijzer en gaat roesten. Smeedstaal roest aanzienlijk minder, maar wordt tegenwoordig minder toegepast. Roestvaststaal is een bekende vervanger, wat behandeld kan worden, zodat het op smeедstaal lijkt. Hout is een organisch materiaal, waarbij naast lucht en water ook aantasting door ongedierte en schimmels aan toegevoegd kunnen worden.

Gebouwen worden gerealiseerd met een functie. Het kan een woongebouw zijn, een verdedigingswerk, of een bijeenkomstfunctie hebben. Belangrijke gebouwen werden ook vroeger meestal opgetrokken in kwalitatief goede materialen waarbij degelijk werd geconstrueerd op ervaring van bouwmeesters. Dat zien we bijvoorbeeld terug in de bouwgeschiedenis, waar een gerenommeerde bouwmeester werd aangesteld bij de bouw van een nieuw kerkgebouw en er zo een bepaalde “stijl” van kerken ontstond.

De constructie werd “berekend” op ervaring van de bouwmeester en deze bracht zijn kennis over aan zijn leerlingen. Nieuwe technieken deden ook toen hun intrede. De vroege Griekse tempels werden in hout gebouwd. Steen is een duurzamer materiaal dan hout, zodat bouw van tempels is overgegaan naar het duurzamer steen, waarvan diverse Griekse en Romeinse tempels nog steeds te bewonderen zijn en de triglieven refereren aan de houten balkkoppen van de traditionele houten stabelbouw.



Fig. 2: Trigliefen in Tempel van Neptunus – Paestum

Maar ook deze oude bouwwerken moeten onderhouden worden, zoals we allen weten als we net die mooie foto willen maken van de tempel die dan in de steigers blijkt te staan. De aanleiding voor restauratie is meestal een gebrek. Dat kan bouwkundig zijn (het verwijderen van begroeiing of aanslag), maar is vaak ook constructief. Als er schade is opgetreden zal dat hersteld moeten worden om de stabiliteit van de constructie te waarborgen. Daarbij zijn twee dingen belangrijk: kennis van de materialen en de bouwgeschiedenis.

Oude bouwwerken zijn zelden in één keer gebouwd. Meestal zijn oude bouwwerken, zoals kastelen en kerken, in de loop van hun geschiedenis meerdere keren verbouwd, waarbij nieuwe eigenaren hun invloeden op de vormgeving hadden en het gebouw de sporen en kenmerken van verschillende bouwperiodes kan bevatten. Een mooi voorbeeld daarvan is kasteel Loenersloot, gelegen tussen Amsterdam en Utrecht in het gebied van de Hollandse Waterlinie. Door die ligging is het kasteel in 1672 bewaard gebleven en niet zoals de meeste andere grotere bouwwerken, gelegen voor de Waterlinie, in brand gestoken. In het bouwwerk zijn de sporen van verschillende bouwperiodes af te lezen, door bijvoorbeeld verschillende bouwmaterialen die typerend zijn voor een bepaalde tijd, zoals de afmeting en kwaliteit van metselstenen.



Fig. 3: Kasteel Loenersloot

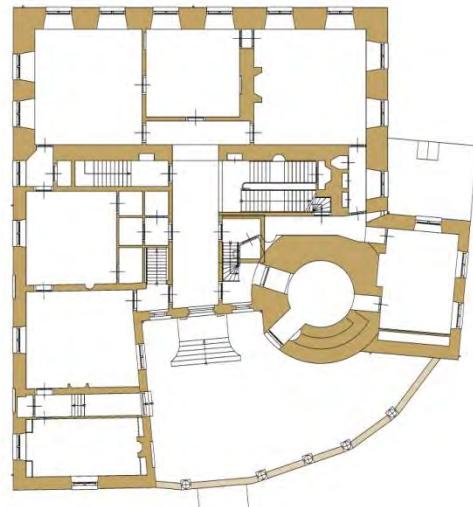


Fig. 4: Plattegrond kasteel Loenersloot

Het oudste deel van het kasteel is de donjon, die als verdedigingswerk is gebouwd. In de tweede helft van de 14^e eeuw zijn er woongebouwen bijgebouwd binnen de kasteelmuur. In de 18^e eeuw is de binnenplaats verder volgebouwd, waarbij een trappenhuis is gerealiseerd in het centrale deel.

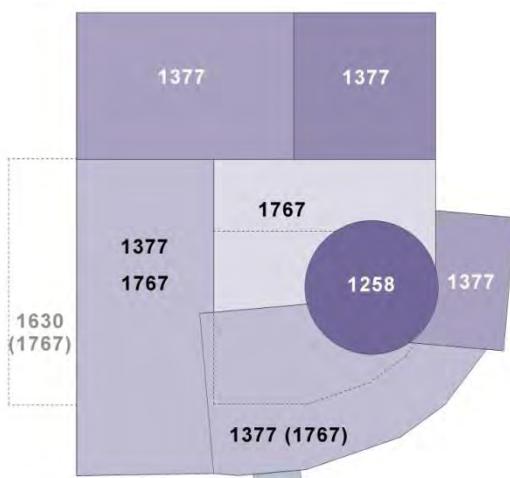


Fig. 5: Bouwfases kasteel Loenersloot

De donjon blijkt na funderingsonderzoek ondiep gefundeerd te zijn. De 14^e eeuwse bouwdelen zijn alle voorzien van ruimten met stenen gewelven onder de beletage, waarvan de vloer net boven het water niveau in de gracht staat. De funderingsaanleg van de toren ligt hoger dan de vloer van de kelderruimten.

De stabiliteit van de donjon was al eeuwen lang een probleem. Door het langzaam scheefzakken is er scheurvorming ontstaan bij de aangebouwde delen en werden balklagen losgetrokken van de oplegging. Zoals bij vele andere projecten die in verschillende perioden zijn gebouwd, was er een probleem bij de overgang van bouwfases. Het trappenhuis was constructief een zwakker deel in het geheel, waar de schade dan ook het meest duidelijk te zien was. Door de eeuwen heen is er steeds hersteld, maar werd de oorzaak van het gebrek niet aangepakt: de fundering van de donjon.

4. Onderzoek

Al voor de Tweede Wereldoorlog zijn er plannen gemaakt om de donjon te voorzien van een nieuwe paalfundering in stervorm. Het plan is niet uitgevoerd, waarschijnlijk omdat volgens het plan palen midden onder de toren palen aangebracht moesten worden en de techniek nog niet toereikend was. In 1953 is verder onderzoek gedaan, waarbij onder andere een sondering is gemaakt naast de toren, waarbij op een diepte van ongeveer NAP -2,0 meter een zandlaag is aangetroffen met wisselende conusweerstand.

In 2011 is een funderingsonderzoek uitgevoerd, waarbij bleek dat de donjon een funderingsaanleg heeft op 1,2 meter onder het voorpleinniveau, wat overeenkomt met een hoogte van ongeveer NAP + 1,1 meter. Verre van ideaal, maar de donjon staat er al wel ruim 750 jaar. Bij verder onderzoek bleek dat er aan de zijde waarnaar de donjon helt een verborgen waterput aanwezig is, die - bij navraag - nog steeds werd gebruikt.



Fig. 6: Sondering in 1953

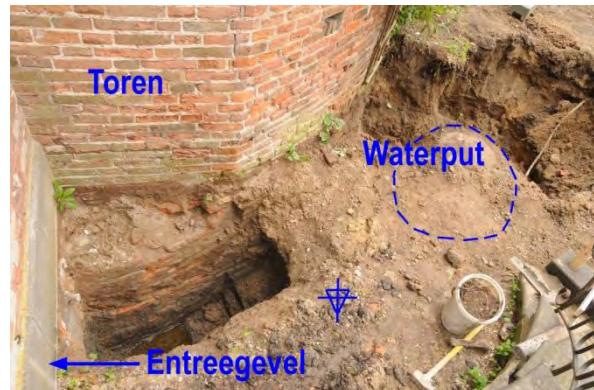


Fig. 7: Funderingsonderzoek in 2011

De waterput is aan de bovenzijde vrij gegraven, de deksel verwijderd en hierbij werd een ronde put zichtbaar, waarbij onder het wateroppervlak schoon zand is aangetroffen. Het advies voor “herstel” was logisch: Geen wateronttrekking uit de oude waterput en de put wordt gedempt. Verdere actie is vooralsnog niet ondernomen, behalve het voortzetten van de monitoring om te controleren of de donjon nog verder zakt. Sinds het dempen van de put in 2011 is er vrijwel geen zinking meer geconstateerd. De kosten voor deze operatie vielen mee.

Uit het bovenstaande blijkt dat het hebben van kennis van de bouwgeschiedenis van groot belang is, waarbij onderzoek en monitoring de plannen voor restauratie kunnen completeren. Monitoring kan niet vroeg genoeg starten, bij voorkeur al enkele jaren voordat de restauratie wordt uitgevoerd. Het is belangrijk om te weten wat het “normale zettingsgedrag” van een bouwwerk is. Het is niet vreemd dat in sommige oude steden de gebouwen een continue zinking ondergaan. Als dat geleidelijk gaat, zal men daar weinig van merken. Met de restauratie en het herstelplan zal daar rekening mee gehouden moeten worden, vooral als er een partieel funderingsherstel wordt uitgevoerd. Niet alle gebouwen staan star gefundeerd, maar dat zal een onderwerp zijn voor een volgende WTA-bijeenkomst.

5. Nieuwe technieken

Bij de toepassing van nieuwe technieken of “nieuwe” materialen denken we niet alleen aan bijvoorbeeld beton en kunstharsen. Als we verder in de tijd teruggaan zien we “nieuwe” toepassingen van constructiestaal (voorheen smeestaal) en houten paalfunderingen. De geschiedenis van de funderingstechniek laat een mooi overzicht zien van technieken die door de eeuwen heen zijn toegepast. De oudste funderingen bestonden uit een stapeling van stenen als funderingsaanleg, soms op een houten ondergrond. Sinds 1250 werden er houten roosterwerken toegepast, waarbinnen dunne stammen (slieten) werden ingeslagen als wijze van grondverbetering. Korte, dikdere houten palen kwamen pas in 1350 en de eerste langere houten palen “op stuit” dateren van 1550. Ook het materiaalgebruik varieert in de tijd. Rond 1900 zijn de eerste betonnen palen geheid, waarmee een groter draagvermogen kon worden gerealiseerd. Dit heeft mede ertoe geleid dat de opbouw veel zwaarder kon worden en dat in gebieden met slappere bovenlagen ook grotere gebouwen konden verrijzen.

In de lage landen heeft men dikwijls te maken met grondwater en regenwater dat lang op de kleigrond blijft staan, zodat de grond drassig wordt. Voordat beton werd toegepast werden er ook al waterdichte kelders gebouwd in metselwerk. Om het metselwerk waterdicht te maken werd aan de buitenzijde een klei- of leemlaag aangebracht, welke lutumdeeltjes bevat die zeer fijn zijn. De eerste tijd na de bouw van de kelder lekt de kelder nog door, maar met het inwateren vullen de kleine deeltjes de poriën in het metselwerk en wordt de kelder waterdicht. Deze techniek is eeuwenlang toegepast en geeft een steenconstructie die van bovenaf wel waterdicht is, maar niet dampdicht. Een ideale constructie welke bijvoorbeeld bij werfkelders is toegepast.

6. Houten paalfunderingen

Houten funderingspalen worden al eeuwen toegepast. Aanvankelijk waren de palen van vurenhout, dat veelal vanuit de Belgische Ardennen of uit Scandinavië werd geïmporteerd. Omdat grenenhout een duurzamer houtsoort bleek in de bouw, is ook deze houtsoort gebruikt voor houten palen. Achteraf bleek dat dat een minder goede keuze is geweest, omdat juist deze houtsoort gevoelig is voor bacteriële aantasting waarbij het spinthout van de paal wordt aangetast.¹



Fig. 8: Funderingshout van 1453 - Kampen

Door de problemen met houten paalfunderingen heeft deze constructie een negatief imago gekregen, maar er zijn ook voorbeelden van oude houten funderingen die nog prima functioneren. Dit blijkt uit het onderzoek naar houtaantasting van de oude Speeltoren in Monnickendam, waar het 650 jaar oude vurenhout in goede staat verkeert en de funderingsconstructie nog voldoet, evenals het meer dan 550 jaar oude funderingshout onder de toren van de Buitenkirk in Kampen.

Een ander probleem bij houten paalfunderingen is schimmelgroei, die ontstaat bij droogstand. Verlagingen van de grondwaterstand kan daarbij een rol spelen. Door een continue zinking van het maaiveld, bijvoorbeeld in poldergebieden, kan de waterstand worden verlaagd om het gebied leefbaar en het land bewerkbaar te houden. De gebouwen met houten paalfunderingen zakken niet mee met het maaiveld, zodat bij verlaging van de grondwaterstand (peilverlagingen) de koppen van de palen en het overige funderingshout (kespen, langshout, vloerhout) droog komt te staan en de constructie gaat rotten.

Het probleem bij funderingen met hout is dat de eventuele aantasting lastig te herkennen is. Pas als er schade aan een gebouw ontstaat gaan men onderzoek doen en dan blijkt meestal dat de houten fundering sterk is aangetast. De onderzoeken naar de kwaliteit van de funderingen is ook kostbaar, zodat het soms achterwege blijft als er geen aanleiding is om aan een mindere draagkracht van de fundering te twijfelen. Toch zijn er gevallen bekend waarbij een houten paalfundering vrijwel geen draagkracht meer heeft, maar dat de bovenbouw nog vrijwel intact is. Soms heeft het bouwwerk dan een behoorlijke zinking ondergaan, maar als dat langzaam en gelijkmatig geschiedt zal men dat niet gauw opmerken. Bij dergelijke gevallen is er vaak een "tweede draagweg", waarbij het vloerhout en het metselwerk de funderingsfunctie hebben overgenomen van een paalfundering naar een ondiepe fundering. Bij oudere houten paalfunderingen dient men dus goed te onderzoeken of er ook een "tweede draagweg" aanwezig is. Een voorbeeld daarvan zijn de statige panden in de uitbreidingswijken die zijn gebouwd rond 1900 bij de grote steden, zoals de wijk Oud Zuid in Amsterdam. De woningen zijn gebouwd op voormalige weilanden, waar een laag zand op is aangebracht om het terrein op te hogen en bouwrijp te maken. De woningen zijn voorzien van een houten

¹ Bacteriële aantasting van houten paalfunderingen - Literatuurstudie en inventarisatie van de Nederlandse situatie door: R.K.W.M. Klaassen, P.J.M. den Nijs en G.W. van Beusekom – maart 2000

paalfundering en door de hogere ligging was het mogelijk om half verdiept kelders te creëren, waarbij de “beletage” verhoogd kwam ten opzichte van de straat.

De laatste jaren staat de problematiek van opgehoogde gebieden waaronder veenlagen aanwezig zijn in combinatie met houten heipalen hoog op de aandachtslijst. Door de negatieve kleef worden de palen overbelast. Het maaiveld zakt, maar de gebouwen blijven staan, waardoor de grond een verhoogde belasting geeft op de palen (kleef). Bij funderingsonderzoek in Amsterdam Oud Zuid is gebleken dat houten palen en funderingshout ernstige gebreken vertonen. Ook de woningen zijn soms decimeters gezakt ten opzichte van de oorspronkelijke hoogteligging, wat gebleken is bij vergelijking van de hoogtemeting van de constructie in vergelijking met de bouwtekeningen.



Fig. 9: Van Eeghenstraat - Oud Zuid, Amsterdam



Fig. 10: Overbelaste houten paalfundering

Doordat de houten paalfundering het gewicht van de constructie niet kon dragen, is de afdracht van de belasting geleidelijk overgegaan via de constructie van de kelder op de zandige bovenlaag, waarmee een tweede draagweg is ontstaan. In welke mate de oorspronkelijke paalfundering nog meewerkt aan het draagvermogen is een lastig vraagstuk. Dit is een voorbeeld van een geleidelijke overgang van constructietype. Bij monumenten kan de krachtwerking soms veranderen ten opzichte van de oorspronkelijke constructie. Hiermee dient men terdege rekening te houden.

7. Nieuwe bedreigingen

Monumenten behouden niet altijd dezelfde functie. Oude kastelen worden niet meer gebruikt als verdedigingswerken. Grote gebouwen waar voorheen goederen werden opgeslagen, worden getransformeerd tot appartementen of kantoren. Molens en kerken worden woningen. En zo zijn er nog veel meer voorbeelden van veranderde functies, waarbij een monument verbouwd wordt. De verbouwing is dan vaak een combinatie van restauratie en nieuwbouw/renovatie, waarbij een nieuw interieur wordt ingebracht.

Bedreigingen voor monumenten kunnen ook van buitenaf komen. In binnensteden, waar monumenten kunnen staan, worden grote projecten gerealiseerd. De ingrepen gaan soms gepaard met grote bouwkuipen en bemalingen. Het beïnvloeden van de grondwaterstand wordt de laatste jaren beter in de hand gehouden, maar de invloed van het inbrengen van bijvoorbeeld damwanden en de verplaatsing van grond vlak naast een bouwkuip door vervorming van de damwand wordt wel eens onderschat.

Een andere steeds grotere bedreiging voor bouwwerken is het verkeer dat in intensiteit toeneemt, maar ook de verkeersbelasting is de laatste decennia veel groter geworden. In binnensteden worden beperkingen gesteld aan de aslast van het verkeer, bijvoorbeeld in de binnenstad van Utrecht, waar zijn eeuwenoude werfkelders liggen, die zijn voorzien van een leemlaag voor waterdichting. Vroeger reed men daar met een kar-met-paard overheen, maar

door het zwaardere verkeer van nu raakt de leemlaag aan de buitenkant van de metselwerk kelders beschadigd, waardoor de kelders gaan lekken. Door dit lekwater zal de kalk in de mortel tussen de bakstenen oplossen. Aan de binnenzijde van de kelders is de kalkafzetting te zien, soms zelfs door de vorming van kleine stalactieten. Maar door het oplossen van de kalk komen de stenen los en wordt de stabilitet van de gewelfconstructie aangetast. Deze gewelfconstructie die de fundering vormt van de erboven aanwezige straat.

Bij het herstel van de werfkelders wordt de kwetsbare leemlaag vervangen door een laag bitumen. Het verschil is echter dat de bitumenlaag dicht is, in tegenstelling tot de oorspronkelijke leemlaag. De opbouw van de constructie is daarmee dus veranderd. Maar ook de functie van de kelders is veranderd. Waar vroeger ambachten werden uitgeoefend of de ruimte werd gebruikt voor opslag, zien we tegenwoordig drukbezochte restaurants of woonruimten, waar de vochtbelasting op de constructie aanzienlijk anders is dan in de oude situatie. Door de waterafsluitende laag bovenaan het gewelf zal de metselwerkconstructie droger worden, waarbij - door de hogere temperatuur in de verwarmde kelder - er meer optrekkend vocht kan ontstaan, waarmee ook zouten kunnen worden meegevoerd. Wat het effect is van het aanbrengen van een water- en dampafdichte laag op de gewelven, tezamen met het "nieuwe gebruik" van de kelders, is niet bekend. De herstelwerkzaamheden worden sinds 2008 uitgevoerd, dus de tijd zal het leren.



Fig. 11: Oude Gracht omstreeks 1850



Fig. 12: Oude Gracht anno 2017

Door het veranderde gebruik worden er andere eisen aan het bouwwerk gesteld, zoals een betere isolatie en een gewijzigd klimaat zoals verwarming. Hierdoor zal de vochthuishouding binnen en buiten het gebouw veranderen, wat invloed kan hebben op de constructie. Vorig jaar is op de studiedag van 17 november in Antwerpen ruim aandacht besteed aan energetische ingrepen in monumenten. De conclusie was om vaak geen uiterste maatregelen betreffende de isolatie van constructies uit te voeren bij restauratie, omdat dit schadelijk kan zijn voor het gebouw. Veranderende vochthuishouding en vochtophoping kunnen het milieu sterk veranderen, zodat er op plekken schade ontstaat waar dat voorheen niet het geval was. Een voorbeeld is het rotten van houten balkkoppen die door een isolerende voorzetwand zijn opgelegd in massief metselwerk. Ook het voorzien van epoxy balkkoppen kan leiden tot condensproblemen, omdat de epoxy een goede thermische geleider is en het koude oppervlak meer "naar binnen" komt te liggen, waarbij er op de overgang van de epoxy balkkop aan de houten balk bij minder goede ventilatie condensatie en schimmelgroei kan ontstaan.

De meeste schades aan monumenten zijn vochtgerelateerd. Het toepassen van harde, slecht vochtdoorlatende voegen, waarbij de meest zachte stenen eroderen is zo onderhand wel bekend, optrekkend vocht is echter moeilijker te voorkomen. Door een warmer en droger binnenklimaat in een monument te creëren kan er een aanzuigende werking ontstaan, waardoor het vochtprobleem vanuit de fundering toeneemt, waar dat voorheen niet het geval was. Ook het gebruik van kelders als woonruimte – uiteraard met verwarming – draagt niet bij tot een goede vochtbalans. Waterdichte afwerkingen aan de binnenzijde kunnen leiden tot vochtophoping in het opgaande metselwerk en een verhoogde vochtuitstroom op de begane

grond. Een goed geventileerde, onverwarmde kelder of kruipruimte blijft een goede remedie om optrekkend vocht hogerop te beperken.



Fig. 13: Kaprestauratie Dordrecht



Fig. 14: Zwam bij epoxy-herstel

Dan de metselwerkreparaties. Als bij een reparatie een steen wordt toegepast die minder waterdoorlatend is dan het oorspronkelijke werk, kan dit een vochtbarrière zijn. Gevelmetselwerk wordt regelmatig nat en zal in drogere tijden gaan uitdampen. De opname van water in het metselwerk gaat veel sneller dan de afgifte na een regenbui. Hierdoor blijft het metselwerk langere tijd nat en zal het water gaan zakken in de steenconstructie. Als in die constructie een waterremmende laag is aangebracht, bijvoorbeeld een reparatie met een “dichtere” steen of een hardere tussenlaag, zal het metselwerk daarboven langer nat blijven. Deze vochtplekken zijn meer gevoelig voor vorstschade.



Fig. 15: Erosie boven een harde tussenlaag

8. Referentieperiode

Nieuwe gebouwen worden volgens de huidige Eurocode gebouwd. Daarin is het begrip “ontwerplevensduur” opgenomen, wat duidt op een levensduur die aan een constructie wordt gekoppeld in relatie tot de toepassing of functie, verdeeld in klassen 1 tot en met 4. De ontwerplevensduur voor constructies varieert daarbij van 5 tot 100 jaar. Klasse 4 is de hoogste klasse en geldt voor monumentale gebouwen, met de toevoeging dat “de beslissing om een gebouw als monumentaal aan te merken is ter beoordeling van de opdrachtgever”.

Maar houdt dat dan ook in dat als we monumenten gaan restaureren, we dit ook voor een ontwerplevensduur van 100 jaar moeten doen? Is dat verstandig? Als we maatregelen gaan treffen om de komende eeuw geen omkijken meer te hebben, zijn die maatregelen dan nog wel in lijn met het beheer c.q. onderhoud van het monument? Zijn nieuwe technieken op den duur niet schadelijk voor het monument? Hebben we voldoende kennis van de materialen om te weten wat op termijn de invloed kan zijn op het monument?

9. Grote ingrepen

In sommige gevallen is het noodzakelijk om een grote ingreep te doen, bijvoorbeeld als een fundering van een monument te zwak wordt. Studie vooraf over de bouw van het monument, de mogelijk verschillende bouwperioden en de toegepaste materialen en technieken (ook bij latere herstelwerkzaamheden) zijn daarbij essentieel voor een deugdelijk herstel, waarbij telkens de afweging moet worden gemaakt of een dergelijke grote ingreep ook meer terughoudend uitgevoerd kan worden.

Het behoud van een monument is meestal een delicate kwestie. Vooral bij verandering van functie (gebruik) zal er goed op moeten worden toegezien dat er geen schade kan ontstaan en is een regelmatige controle essentieel. De Monumentenwacht kan met regelmatige controle hierbij een belangrijke rol spelen. Gebreken worden tijdig opgemerkt, waarna onderhoud gepleegd kan worden. En bij dat onderhoud zal men terughoudend te werk moeten gaan. Veranderingen in de constructie kunnen gevolgen hebben die niet altijd van tevoren te voorspellen zijn. Door regelmatige controle en onderhoud kan op een veranderde situatie geanticipeerd worden. Als daarbij een aanpassing wordt gedaan voor de komende 100 jaar, bestaat het risico dat er onverwachte effecten optreden en er te weinig controle wordt uitgevoerd, waardoor schade kan toenemen.

Het is verstandiger om restauratie of herstel van een monument zo beperkt mogelijk uit te voeren en een goed onderhoudsplan op te zetten, waarbij regelmatig wordt gecontroleerd. Zo worden gebreken tijdig ontdekt en kunnen deze worden aangepakt.

Net als bij mensen is het verstandiger om geregd de gezondheid te controleren en eventueel de medicatie (het onderhoud) aan te passen naar de omstandigheden. Zo kunnen wij onze leeftijd rekken en zo kunnen we ook de leeftijd van onze monumenten rekken. Niet tot in de eeuwigheid maar wel tenminste houdbaar tot

PRAKTIJKCASES BESCHOUWD VANUIT EEN INGENIEURSSTANDPUNT

**Timo Deckers, Kristof Verreydt, Kris Brosens en Dionys Van Gemert,
Triconsult NV, Lummen**

Abstract

Deze paper geeft een overzicht van mogelijke stabiliteitsingrepen en versterkingsmaatregelen om het draagvermogen te verhogen van bestaande dak- en vloerstructuren in historische gebouwen. De voorgestelde ingrepen bleken noodzakelijk na een structurele analyse van het resterend draagvermogen van de bestaande (draag)structuur. Een eerste case betreft de versterking van geklonken dakspanten en betonnen vloer. Een tweede case behandelt de versterking van een troggewelf.

1. Inleiding

Doorgaans gaat een renovatie of restauratie van een historisch gebouw gepaard met nieuwe eisen naar afwerking en/of gebruik van de ruimtes. Enkele voorbeelden van nieuwe afwerkingen kunnen zijn: nieuwe vloerafwerkingen ten behoeve van akoestische isolatie, het na-isoleren en afwerken van daken ten behoeve ingebruikname van de ruimtes, het bijkomend plaatsen van technieken, ... Wijzigingen naar gebruik kunnen bestaan uit het omvormen van een woonfunctie tot kantoorfunctie, het publieke openstellen van ruimtes tot museale ruimte, ...

Het is vanzelfsprekend dat, wanneer specifieke eisen gesteld worden naar afwerking en/of gebruik, mogelijks ook andere eisen worden gesteld naar het benodigd draagvermogen van de constructie. De nieuwe of wijzigende constructieopbouw kan immers leiden tot een toename van het eigengewicht. De gebruiksbelastingen zijn dan weer afhankelijk van de (nieuwe) functie en worden opgelegd door de huidig geldende normering (Eurocodes). Hieraan kan toegevoegd worden dat gebouwen, die in het verleden een bepaalde functie vervulden, bv. kantoor, woning, museum, ... en die na de renovatie niet van functie zouden veranderen, in veel gevallen toch een structurele versterking van de draagstructuur nodig hebben om te voldoen aan de huidig geldende normen. Bij gelijk blijven of toename van de belasting ten opzichte van de oorspronkelijk toestand, kan dus niet zondermeer gesteld worden dat de bestaande constructie qua draagkracht zal voldoen.

Een belangrijk gegeven hierbij voor de ingenieur is het onderkennen van de toestand en van het huidig draagvermogen van de constructie. Dit zal immers bepalen of eventuele herstellings- en/of versterkingsmaatregelen dienen te worden uitgevoerd. Teneinde de nodige gegevens te verzamelen kan een materiaaltechnisch en stabiliteitsvooronderzoek worden uitgevoerd.

Op basis van dergelijk onderzoek kan een inschatting worden gemaakt van de aanwezige schadeproblematiek en de algemene stabiliteitstoestand. Enkele voorbeelden van dergelijke schadeproblematiek kunnen zijn: scheurvorming in metselwerkgevels ten gevolge van zettingen van de fundering, aantasting van houten structuren omwille van (jaren)lange waterinfiltratie, sterke vervormingen van de structuur wegens ondoordachte ingrepen (bv. het doorzagen of wegnemen van trekkers), ...

De eventueel aanwezige schade, het huidig draagvermogen en het toekomstig beoogd draagvermogen van de structuur geven de input voor het begroten van de nodige herstellings- en/of versterkingsmaatregelen bij een restauratie van een historisch gebouw.

In deze bijdrage worden enkele praktijkcases behandeld, waarbij steeds één of meerdere herstellings- en/of versterkingsmaatregelen werden toegepast om het draagvermogen van de constructie te verhogen.

2. Stationsgebouw Nekkerspoel te Mechelen: stabiliteitsgropen dakstructuur

2.1. Inleiding [1]

Het reizigersstation Nekkerspoel te Mechelen dateert van 1912-1913 en is gebouwd in neo-Vlaamse-renaissance, zoals vele spoorwegstations gebouwd rond de eeuwwisseling. Het station Nekkerspoel is beschermd als monument sinds 1992. Typerend voor het gebouw is het gebruik van baksteen met natuurstenen speklagen en de specifieke ornamentiek ter hoogte van de geveltoppen. Het gebouw bestaat uit een centrale vleugel, geflankeerd door twee ongelijke zijvleugels, en telt drie bouwlagen. Constructief werd gebruik gemaakt van vloerplaten in gewapend beton en stalen vakwerkspanten als dakstructuur. Het stationsgebouw is getoond in [Error! Reference source not found..](#)



Fig. 1: Stationsgebouw Nekkerspoel te Mechelen

Het monumentale reizigersgebouw wordt momenteel grondig gerestaureerd. Na restauratie zal het gebouw zijn oorspronkelijke functie als reizigersgebouw terugkrijgen. De wachtaal wordt opnieuw in gebruik genomen en ook de loketten krijgen weer een plaats in het gebouw. De zolderverdieping boven de wachtaal, welke in het verleden geen specifieke functie vervulde, zal na restauratie ingericht worden als kantoorruimte. Tijdens de huidige restauratie worden dan ook de nodige voorzieningen getroffen om deze ruimte functioneel te maken. Zo worden dakkapellen en dakramen toegevoegd om daglicht naar binnen te brengen en wordt het dak geïsoleerd en voorzien van de nodige afwerkingslagen. Verder worden de nodige technieken zoals ventilatie en verwarming voorzien.

2.2. Originele structuur [2]

De dakstructuur van de centrale vleugel bestaat uit drie stalen geklinknagelde vakwerkspanten, opgebouwd uit dubbele U-profielen. Bij elk spant is een hanenbalk aanwezig en zijn steeds drie verticale trekkers verbonden met de onderregel van het spant, zie Figuur 2. De spanten overbruggen een afstand van 12 m en hebben een tussenafstand van circa 4.35 m. De spanten dragen aan elke dakvlakzijde vier stalen gordingen, eveneens bestaande uit U-profielen.

De vloeropbouw bestaat uit een balkenroostervloer opgebouwd uit dubbele U-profielen als onderregel van het spant én stalen I-profielen dwarsliggend tussen de spanten. De I-liggers

zijn via boutverbindingen verbonden ter hoogte van het knooppunt tussen de onderregel en de verticale trekkers van het spant. Zowel dwarsliggers als onderregels zijn afgekist met een (prefab) betonelement. De betonnen elementen zijn aan de onderzijde (zijde wachtzaal) voorzien van te vrijwaren historisch stucwerk, zie Figuur 3.

Via een uitgevoerde vrijlegging kon worden afgeleid dat de bestaande betonnen vloerplaat, beperkt gewapend is en slechts in één richting draagt. De plaatbelasting wordt afgedragen via de I-liggers naar de knooppunten (trekker/onderregel) van het spant, zie Figuur 4.



Fig. 2: Vakwerkspant centrale vleugel voor restauratie



Fig. 3: Balkenroostervloer met beschermd stucwerk



Fig. 4: Uitgevoerde vrijlegging bestaande betonplaat.
Wapening in één richting, van I-ligger naar I-ligger.

2.3. Standzekerheidsanalyse en uitvoering [2]

Een controleberekening van de vloerconstructie toonde aan dat het draagvermogen van de stalen liggers en van de betonplaat net toereikend is voor de belastingen in de bestaande toestand (i.e. eigengewicht en een onderhoudslast van $1,0 \text{ kN/m}^2$). Derhalve kan gesteld worden dat tijdens de bouw een correcte, maar economische dimensionering werd uitgevoerd. Evenwel betekent dit dat de bestaande vloerconstructie ontoereikend is voor de toenemende belasting ten gevolge van nieuwe afwerkingen (vloer + technieken, $1,0 \text{ kN/m}^2$) en de ingebruikname van de ruimte als kantoorfunctie ($3,0 \text{ kN/m}^2$) in de nieuwe toestand.

Alvorens volgens de geldende normering een kantoorfunctie aan de zolderruimte kan worden toegekend, dienen aldus de nodige versterkingen aan vloerplaat en balkenrooster te worden uitgevoerd. In veel gevallen wordt een betonnen vloerplaat versterkt door middel van uitwendige (opgelijmde) wapeningen in staal of koolstofvezel aan de getrokken zijde. Voor stalen liggers kan een versterking verkregen worden door het bijplaatsen van extra liggers (bv. verdubbelen van de staalsectie), het bijkomend oplassen van staalplaten en/of het mechanisch verdeuvelen en verankeren van de liggers in een nieuwe opgestorte druklaag/betonplaat. Omwille van het te vrijwaren stucwerk aan de onderzijde behoren geen van deze versterkingsopties echter tot de mogelijkheden.

Opdat het stucwerk niet zou beschadigd worden, werd gekozen voor het realiseren van een onafhankelijk lichtgewicht vloersysteem, welk rechtstreeks afdraagt op de onderregels van de dakspanten. Op deze manier kunnen bestaande dwarsliggers en de betonplaat behouden blijven, zonder dat bijkomende versterkingsmaatregelen noodzakelijk zijn. Deze dienen immers enkel nog hun eigengewicht te dragen. Uit de eerste analyse bleek dat deze hiervoor voldeden.

Het dient te worden opgemerkt dat in beide gevallen, i.e. een versterking of een nieuw onafhankelijk dragend vloersysteem, de bestaande spanten toereikend moeten zijn voor de bijkomende belasting in de nieuwe toestand. De onderregels en bijgevolg de spanten dragen immers de volledige vloerconstructie.

Een 2D-modellering (eindige elementen) van het dakspant werd uitgevoerd rekening houdend met enerzijds de toenemende belasting op de onderregels van de spanten ten gevolge van de nieuwe vloeropbouw en de verhoogde gebruiksbelasting en anderzijds met de toenemende belasting omwille van de nieuwe dakopbouw (na-isolatie en binnenafwerking).

Uit de analyse kon worden afgeleid dat de bestaande vakwerkspanten voldoen qua vervorming (doorbuiging) en sterke (trek en/of buigspanning). Echter niet voor eventuele knikinstabiliteiten (2^{de} orde effecten). Immers, door de toenemende belasting op de onderregels nemen de optredende normaalkrachten (trek) in de onderregels eveneens toe. Omwille van de toenemende trekkkracht hebben de spantbenen de neiging om een horizontale verplaatsing naar binnen te ondergaan ("dichttrekken" van de spantbenen). Logischerwijs komen in dit geval de tussenliggende elementen (hanenbalken) onder druk. Indien de optredende drukkracht in de hanenbalk te groot wordt, kan mogelijk een knikinstabiliteit ontstaan.

In Figuur 5 wordt de stabiliteitscontrole (kip- en knikinstabiliteiten) uit het rekenmodel weergegeven. Hieruit kan worden afgeleid dat de knikinstabiliteit van de hanenbalk met ±50% wordt overschreden. De analyse toont aan dat er voor de overige spantdelen verder geen problemen te verwachten zijn. Voor de verticale elementen wordt geen resultaat verkregen bij de stabiliteitscontrole gezien deze elementen enkel onder trek worden belast. Enkel bij elementen belast onder buiging of druk kan een kip- en knikinstabiliteit ontstaan.

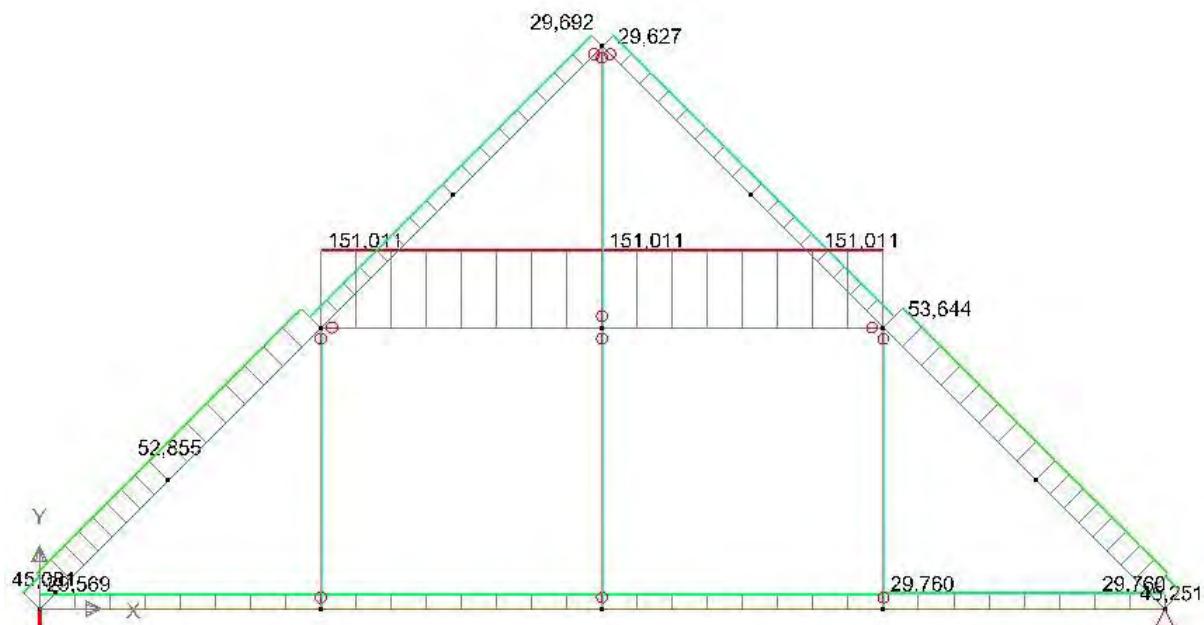


Fig. 5: Stabiliteitscontrole (%) dakspant onder invloed van toenemende belastingen (Diamonds 2017, Buildsoft)

Op basis van de verkregen resultaten kan gesteld worden dat de weerstand tegen knikinstabiliteit (buiging) dient te worden verhoogd. Dit kan enerzijds door een versterking of vervanging van de bestaande hanenbalken door een ligger met grotere sectie (verhoging buigstijfheid) en anderzijds door het verkleinen van de kniklengte.

Gezien het een beschermd monument betreft, waar reversibiliteit een belangrijk gegeven is, werd gekozen om geen ingrijpende versterking of vervanging uit te voeren, maar om een maatregel die zowel reversibel als toereikend is voor het gestelde probleem. Derhalve werd geopteerd om de kniklengte te reduceren door het plaatsen van twee knikverstijvers tussen de hanenbalken van twee opeenvolgende spanten.

Het systeem bestaat uit trek- en drukstaven (plat geplaatste U-profielen) die onderling verbonden worden, van gevel tot gevel tussen de spanten. De verstijvingsprofielen zijn aan elk uiteinde voorzien van opgelaste kopplaten. Via boutverbindingen doorheen de hanenbalken en een afstandshouder tussen de dubbele U-profielen van de hanenbalk, worden de profielen met elkaar verbonden, zie principeschets in Figuur 6.

Ter hoogte van de gevels wordt de kopplaat bevestigd tegen het metselwerk door middel van een chemische verankering in het metselwerk (Figuur 7). Aangezien de dakstructuur aan één

zijde een afgeschuind dakeinde heeft (wolfseinde), komt de positie van één van de knikverstijvers uit ter hoogte van een gording, nabij het spantbeen van het wolfseinde. De verstijver wordt opgevangen door middel van een fixatie aan een kokerprofiel, hetwelk in de bestaande gording wordt gelegd en verankerd door middel van een lasverbinding, zie principeschets, Figuur 8. De krachtsoverdracht gebeurt op deze manier via de spantbenen. De op te nemen kracht in de knikverstijvers wordt begroot op 20% van de optredende normaalkracht in de hanenbalk.

Een foto van de geplaatste trekkers wordt getoond in Figuur 9.

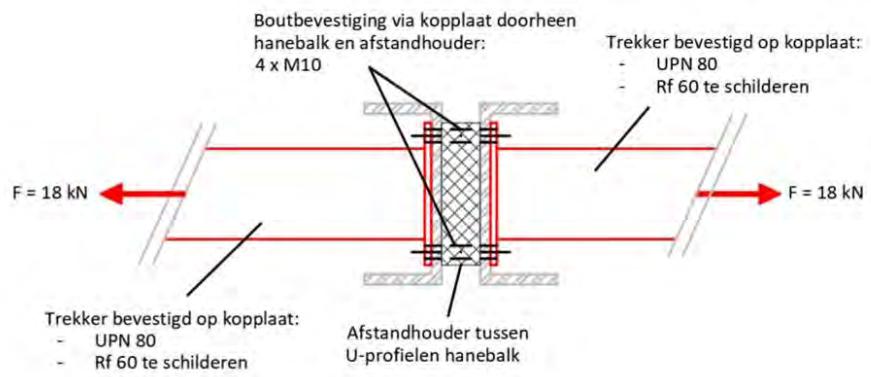


Fig. 6: Principeschets bevestiging knikverstijver ter hoogte van hanenbalk

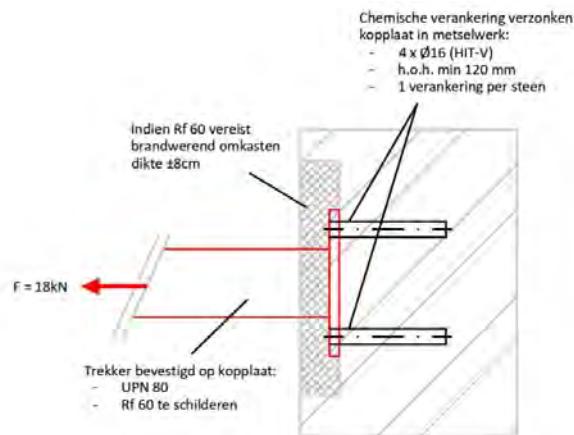


Fig. 7: Principeschets bevestiging ter hoogte van metselwerk

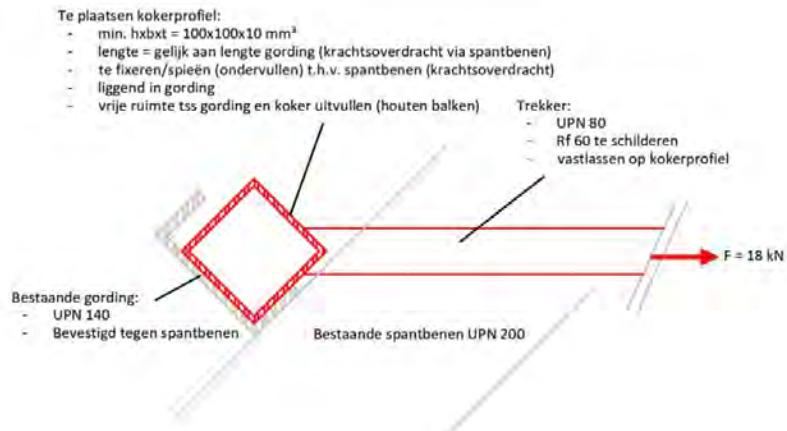


Fig. 1 : Principeschets bevestiging knikverstijver ter hoogte van gording wolfseinde



Fig. 9: Zicht op trekkers geplaatst tussen hanenbalken
vakwerkspannen (foto Verstraete & Vanhecke)

Daarnaast werd een analyse uitgevoerd van de bestaande gordingen. De gordingen werden gecontroleerd op buiging (buigspanning en doorbuiging) onder invloed van de nieuwe belastingen. Uit de analyse kon een overschrijding worden afgeleid van zowel de toelaatbare buigspanningen als doorbuigingen.

Naar analogie met de vakwerkspannen werd getracht om de bestaande gordingen te behouden en om deze te versterken/verstijven zonder ingrijpende maatregelen uit te voeren die inbreuk doen op de reversibiliteit. Op basis van dit gegeven werd een versterking/verstijving van de gordingen uitgevoerd door middel van doorschoren met houten balken, van onder tot boven in het dakvlak. Er werden steeds drie houten balken met vierkante sectie aangebracht tussen de gordingen, gelijkmatig verdeeld over de lengte van de gording. De houten balken werden licht geschrapt geplaatst zodat een fixatie via het kopse vlak mogelijk was (vastschroeven), opdat de balken niet tussen de gordingen zouden uitvallen (bv. bij krimpen hout). In Figuur 10 wordt een foto van de uitvoering getoond.



Fig. 10: Verstijving gordingen door middel van doorschoren met houten balken (foto Verstraete & Vanhecke)

3. PSC Hoogstraten Cellulair gedeelte: verhoging draagvermogen troggewelven

3.1. Inleiding [3]

Het Penitentiair Schoolcentrum (PSC), een open inrichting voor veroordeelden waar de focus ligt op gevangenisarbeid en opleiding, betreft het voormalig kasteel van de Heren van Hoogstraten.

Het kasteel kende sinds zijn oorsprong (eind 12de eeuw) vele aanslagen, plunderingen, branden en wederopbouwen. Eind 18de eeuw werd het kasteel ingericht als gendarmeriekazerne en niet veel later, in 1810, werd het kasteel van Hoogstraten ingericht als een bedelaarsoord. Op het einde van de 19de eeuw (1891) werd het bedelaarswerkhuis omgevormd tot toevluchtshuis voor zwakke en zieke mannen. In 1929 werd het toevluchtshuis afgeschaft en sedert 1931 fungeert het kasteel van Hoogstraten als Penitentiair Schoolcentrum (strafschool). Het kasteel werd in 2002 als monument beschermd. Een foto van het kasteel wordt weergegeven in Figuur 11.

In 2013 werd een van de vleugels (vleugel D) van het PSC gerestaureerd. Hierbij werden de grote rechthoekige zalen op de bovenverdieping ingericht als ruimtes voor ongestoord bezoek.



Fig. 11: Zicht op het kasteel van Hoogstraten

3.2. Originele structuur [4]

De vloerstructuur bestaat uit troggewelven, bestaande uit dragende ijzeren I-liggers en bogen in baksteenmetselwerk. De I-liggers worden ondersteund door dwarsgeplaatste hoofdliggers (dubbele I-liggers), die fungeren als tussensteunpunt, zie Figuur 12. De I-liggers (IPE 200) overbruggen een afstand van circa 6,0 m, de hoofdliggers (2x IPN 300) hebben een overspanning van circa 8,2 m.



Fig. 12: Bestaande vloerstructuur, opgebouwd uit troggewelven

In Figuur 13 wordt als voorbeeld een doorsnede van een troggewelfstructuur getoond, waarbij bogen in baksteenmetselwerk worden afgedragen op stalen I-liggers die de hoofddraagstructuur vormen. Bij troggewelfvloeren met stalen liggers zijn grote

overspanningen met een relatief groot draagvermogen mogelijk, zeker indien bijkomende tussensteunpunten aanwezig zijn.

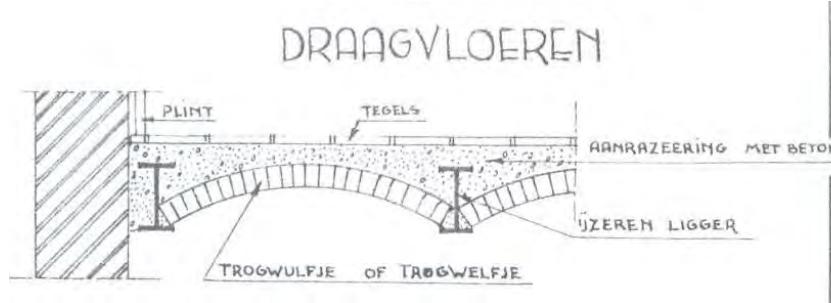


Fig. 13: Opbouw troggewelfvloer [6]

In sommige gevallen wordt ook gebruik gemaakt van houten draagliggers. Om een goed contactvlak mogelijk te maken tussen gewelfschaal en ligger, worden de houten balken afgeschuind of worden deze een kwartslag gekanteld. Bij troggewelven met houten liggers zijn slechts kleinere overspanningen mogelijk omdat het draagvermogen geringer is dan bij deze met stalen liggers. Daarbij is hout onder invloed van vocht gevoelig voor hygrische werking (krimp en kruip), waardoor de kans op aanzienlijke vervormingen reëel is. Vocht is zowel bij staal als hout (in contact met metselwerk) va

ak een probleem. Hout is immers gevoelig aan biologische aantasting en staal zal bij langdurig contact met vocht corroderen.

In Figuur 14 wordt een foto getoond van een troggewelfvloer met zware houten balken. Een foto van een sterk vervormde troggewelfvloer omwille van vocht- en houtaantastingen wordt weergegeven in Figuur 15. In Figuur 16 wordt een detail van een sterk aangetaste (doorgeroeste) stalen ligger weergegeven.



Fig. 14: Houten troggewelfvloer, Kasteel Hoogemeyer te Hoogemeyer



Fig. 15: Sterk vervormde houten troggewelfvloer, Langgevelhoeve Heist-op-den-Berg te Bokrijk



Fig. 16: Doorgeroeste lijfplaat stalen ligger troggewelfvloer, Kasteel Hoogemeyer te Hoogemeyer

3.3. Standzekerheidsanalyse [5]

Een analyse van het draagvermogen van de bestaande vloerstructuur werd uitgevoerd. Aangezien het de spannings- en doorbuigingscontrole van een bestaande structuur betreft werd de analyse uitgevoerd in de gebruiksgrenstoestand (GGT).

Uit de analyse kon worden afgeleid dat zowel de kinderbalken (I-liggers) als de hoofdliggers (tussensteunpunten) ontoereikend waren voor de nieuwe invulling van het gebouw, omwille van de bijkomende belasting van de cellen ($1,5 \text{ kN/m}^2$) en de verhoogde gebruiksbelasting ($3,0 \text{ kN/m}^2$). Voor beide type liggers werd een overschrijding opgetekend van zowel de toelaatbare staalspanning als van de doorbuiging.

Gezien de hoge staalspanningen en grote vervormingen die optreden onder de toenemende belastingen, in zowel de hoofd- als kinderbalken (435 N/mm^2 en 205 N/mm^2 respectievelijk, bij een aangenomen staalkwaliteit S235 en dus een toelaatbare spanning van 140 N/mm^2 in GGT, én doorbuigingen van $L/85$ en $L/164$ respectievelijk, bij een toelaatbare doorbuiging van $L/300$), diende de bestaande structuur te worden versterkt en verstijfd.

Voor de versterking van de troggewelven werd een verhoging van de buigstijfheid gerealiseerd door het creëren van een samengestelde doorsnede, bestaande uit de I-profielen en een verdeuvelde en gewapende druklaag bovenop de gewelfschaal. De verdeuveling zorgt voor de krachtsoverdracht in het aanhechtingsvlak tussen de staalprofielen en de druklaag.

Voor de moerbalken werd met behulp van een eindige elementenanalyse een Langerse ligger ontworpen, die de buigstijfheid van de hoofdliggers moet verhogen, zie Figuur 17.

Door het gebruik van een Langerse ligger kan een compenserend buigmoment worden gecreëerd bij opspannen van de onderliggende trekkers of kabels. Immers, bij het belasten van de hoofdligger of bij voerspanning van de trekelementen, zal een tegenwerkende drukkracht gegeneerd worden in de verticale regels. Na versterking wordt het grensdraagvermogen bepaald door de trekelementen en is de oorspronkelijke draagstructuur niet meer maatgevend.



Fig. 17: Langerse ligger in eindige elementenanalyse (Diamonds 2017, Buildsoft)

3.4. Uitvoering

Alvorens het storten van de gewapende druklaag werd de bestaande vloerafwerking (tegelvloer op zandbed) weggenomen en werd de gewelfschaal gereinigd (stofvrij gemaakt) (Figuur 18). Na het uitvoeren van de vrijlegging en het voorbereiden van de ondergrond (ontroesten staal), werd een verdeuveling gelast op de stalen I-profielen (Figuur 19). Daarnaast werd de nodige netwapening aangebracht (Figuur 20).

Aan de onderzijde van de vloer werden de hoofdliggers voorzien van een Langerse ligger zoals hierboven besproken. De Langerse ligger werd hierbij niet actief voorgespannen.

Tevens werd voorzien in de noodzakelijke schoring (Figuur 21), om vervormingen ten gevolge van de bijkomende belasting vóór volledige uitharding van de druklaag te vermijden. Voor het storten van druklaag werd een aanbrandlaag aangebracht voor een optimale hechting tussen de gewelfschaal en de druklaag.



Fig. 18: Vrijmaken bovenzijde troggewelven



Fig. 19: Verdeuveling I-profielen (met tijdelijke veiligheidsdoppen)



Fig. 20: Verdeuveling + wapeningsnet



Fig. 21: Langerse ligger + tijdelijke onderschoring gewelven

4. Besluiten

Bij een renovatie of restauratie van een historisch gebouw, kan niet zonder meer gesteld worden dat de bestaande constructie voldoet qua draagvermogen wanneer andere eisen worden gesteld naar afwerking en/of gebruik. Zelfs bij gelijkblijvende belastingen ten opzichte van de oorspronkelijke toestand en/of zonder wijzigende functieverandering, kan in veel gevallen toch een structurele versterking van de draagstructuur noodzakelijk zijn om te voldoen aan de huidig geldende normen (Eurocodes).

Bij de renovatie van het stationsgebouw Nekkerspoel gaf een functiewijziging, omwille van de toenemende belastingen ten gevolge van nieuwe afwerkingen (vloer + technieken $1,0 \text{ kN/m}^2$) en de wijzigende functie tot kantoorruimte ($3,0 \text{ kN/m}^2$), aanleiding tot een aantal versterkingsmaatregelen van de bestaande (dak)structuur. Omdat het een beschermd monument betreft, werden stabiliteitsmaatregelen toegepast, die zowel reversibel als toereikend zijn voor het gestelde probleem.

Tussen de hanenbalken van twee opeenvolgende spanten, werden twee knikverstijvers (U-profielen) geplaatst om de kniklengte (knikinstabiliteit) van de hanenbalk te reduceren. Een versterking van de bestaande gordingen werd uitgevoerd door middel van doorschoren met houten balken, van onder tot boven in het dakvlak.

Bij de restauratie van het Penitentiair Schoolcentrum (PSC) werd een van de grote zalen ingericht tot een ruimte met cellen. Uit een structurele analyse van de bestaande troggewelfvloer, kon worden afgeleid dat het draagvermogen ontoereikend was voor de nieuwe invulling, omwille van de bijkomende belasting van de cellen ($1,5 \text{ kN/m}^2$) en de verhoogde gebruiksbelasting ($3,0 \text{ kN/m}^2$).

Een versterking van de troggewelven (I-liggers) werd gerealiseerd door het opstorten van een verdeuvelde en verankerde druklaag bovenop de gewelfschaal. De tussensteunpunten werden versterkt door het toevoegen van een Langerse ligger aan de onderzijde van de liggers.

5. Referenties

- [1] Agentschap Onroerend Erfgoed 2018, „Station Nekkerspoel,” [Online]. Available: <https://id.erfgoed.net/erfgoedobjecten/1506>. [Geopend 10 maart 2018].
- [2] T. Deckers, S. Ignoul, „Station Nekkerspoel te Mechelen,” intern rapport Triconsult D/01396/16, 2016.
- [3] Agentschap Onroerend Erfgoed 2017, „Kasteel van de heren van Hoogstraten,” [Online]. Available: <https://id.erfgoed.net/erfgoedobjecten/46453>. [Geopend 11 maart 2018].
- [4] K. Brosens, G. Heirman, D. Van Gemert , „Overzicht en revalorisatie van holle vloersystemen uit het Interbellum,” WTA Nederland-Vlaanderen, 8 november 2013, 2013.
- [5] K. Brosens, „PSC Hoogstraten vleugel D - stabiliteit vloerplaat,” Intern rapport Triconsult D/01153/14, 2014.
- [6] De Schrijver H., „Beknopte technologie van gebouw & weg,” v.z.w. Verenigde landmeters van Oost-Vlaanderen, Gent.

ADRESSENLIJST SPREKERS

Dionys Van Gemert
KU Leuven
dionys.vangemert@kuleuven.be

Robby Caspee
UGent
Robby.Caspee@UGent.be

Bas de Ruiter
Dirk van der Tol
Ton Keesmaat
Iv-Infra b.v.
T.Keesmaat@iv-Infra.nl

Els Verstrynge
KU Leuven
els.verstrynge@kuleuven.be

Jan de Jong
TNO Delft
jan.dejong@tno.nl

André de Prouw
Constructiebedrijf de Prouw
andre@de-prouw.nl

Timo Deckers
Triconsult
timo.deckers@triconsult.be

BESTUURSLEDEN

Voorzitter R. (Rob) P.J. van Hees
TU Delft
Faculty of Architecture and the Built
Environment
Heritage & Technology
PO Box 5043, 2600 AA Delft
T. secretary +31152781116
M. +31651833373
e-mail r.p.j.vanhees@tudelft.nl



Penningmeester W.J. (Wido) Quist
Technische Universiteit Delft
Faculteit Bouwkunde
Afdeling AE + T – Heritage & Architecture
Postbus 5043
2600 GA Delft
Julianalaan 134 (gebouw 8)
2628 BL Delft
T: +31152788496
M: +31639251159
E: w.j.quist@tudelft.nl



A.J. (Bert) van Bommel
Atelier Rijksbouwmeester
Korte Voorhout 7
NL-2511 CW DEN HAAG
Postbus 20952
NL-2500 EZ DEN HAAG
T +3188 115 81 08
M +3161509 37 49
E bert.vanbommel@rgd.minbzk.nl



Rijksvastgoedbedrijf
Ministerie van Binnenlandse Zaken en
Koninkrijksrelaties

D. (Dionys) Van Gemert
KU Leuven
Departement Burgerlijke Bouwkunde
Laboratorium Reyntjens
Kasteelpark Arenberg 40 bus 2448
B-3001 HEVERLEE
T +32 (0)16 32 16 54
M +32 (0)486 714 692
Dionys.vangemert@kuleuven.be



Y. (Yves) Vanhellemont
Wetenschappelijk en Technisch Centrum
voor het Bouwbedrijf
Avenue P. Holoffe 21
B-1342 LIMETTE
T + 32 (0)2 655 77 11
E Yves.vanhellemont@bbri.be



M. (Michiel) van Hunen
Ministerie van Onderwijs, Cultuur en
Wetenschap
Rijksdienst voor het Cultureel Erfgoed
Smallepad 5 | 3811 MG | Amersfoort |
kamernummer 3.10
Postbus 1600 | 3800 BP | Amersfoort
T +31 033 421 72 85
M +31 06 22 92 17 14
m.van.hunen@cultureelerfgoed.nl



Rijksdienst voor het Cultureel Erfgoed
Ministerie van Onderwijs, Cultuur en
Wetenschap

N. (Nathalie) Vernimme
Onroerend Erfgoed
Herman Teirlinckgebouw
Havenlaan 88 bus 5
B-1000 BRUSSEL
T +32 (0)2 553 16 67
M +32 (0)475 814 291
E nathalie.vernimme@vlaanderen.be



E. (Els) Verstrynge
KU Leuven
Departement Burgerlijke Bouwkunde
Kasteelpark Arenberg 40 bus 2448
B-3001 EVERLEE
T +32 (0)16 321987
E els.verstrynge@kuleuven.be



K. (Kris) Brosens
Triconsult N.V.
Lindekensveld 5
B-3560 LUMMEN
T +32 (0)13 52 36 61
E kris.brosens@triconsult.be





**WETENSCHAPPELIJK-TECHNISCHE GROEP VOOR
AANBEVELINGEN INZAKE BOUWRENOVATIE EN MONUMENTENZORG**

www.wta-nl-vl.org
info@wta-nl-vl.org

KvK: 40398619

De WTA stelt zich voor

Er bestaat in binnen - en buitenland, versnipperd over vele bedrijven en instellingen, researchafdelingen en adviesorganen, een uitgebreid aanbod van kennis op het gebied van renovatie en instandhouding van het gebouwenpatrimonium. Van die kennis zou de bouwrenovatiemarkt en daarmee ook de zorg voor de monumenten meer kunnen profiteren dan nu het geval is, en dat eens te meer daar het zwaartepunt van die zorg geleidelijk verschuift van de traditionele restauratie naar renovatie en onderhoud en bovendien de "jonge" monumenten met een geheel eigen conserveringsproblematiek, in de zorg worden betrokken.

Probleem is echter dat dit grote kennisaanbod niet zo gemakkelijk is te overzien en zich bovendien steeds aanpast. Het adagium "bouwen is traditie" gaat steeds minder vaak op, en dat geldt evenzeer voor renovatie - en onderhoudstechnieken.

Kwaliteit, bruikbaarheid en actualiteit van kennis staan daarbij voorop. De Nederlands-Vlaamse afdeling van de WTA kan daarbij een belangrijke rol spelen. De WTA beïjvert zich voor onderzoek en de praktische toepassing daarvan op het gebied van onderhoud aan gebouwen en monumentenzorg.

Daartoe worden bijeenkomsten van wetenschappers en praktijkdeskundigen georganiseerd, waar een specifiek probleem inzake onderhoud van gebouwen en duurzaamheid van gebruikte bouwmaterialen en methoden zeer intensief wordt onderzocht. In studiewerkgroepen op onder meer het terrein van **houtbescherming, oppervlaktetecnologie, metselwerk, natuursteen, statische/dynamische belastingen van constructies, versterking en consolidatie, monitoring** worden kennis en ervaringen uitgewisseld.

Resultaten worden vertaald in een richtlijn voor werkwijzen en behandelmethode. Gezien de kwaliteit en de heterogene samenstelling van de werkgroepen, kunnen die richtlijnen, zogenaamde Merkblätter, beschouwd worden als objectief en normstellend. Zij worden in brede kring verspreid door middel van publicaties in de vakpers en in het tijdschrift "Bausubstanz" gepubliceerd dat aan alle leden 4x per jaar wordt toegestuurd.

Leden van de WTA kunnen aldus, door een actieve vertegenwoordiging in werkgroepen bijdragen aan de totstandkoming van dergelijke normstellende advisering.



**WETENSCHAPPELIJK-TECHNISCHE GROEP VOOR
AANBEVELINGEN INZAKE BOUWRENOVATIE EN MONUMENTENZORG**

www.wta-nl-vl.org

info@wta-nl-vl.org

KvK: 40398619

In beginsel staat het lidmaatschap open voor allen die vanuit hun functie of belangstelling bij de bouw, restauratie en het onderhoud van gebouwen betrokken zijn. Werkgroepen worden samengesteld op basis van deskundigheid en ervaring van de participanten. Deelname is altijd vakinhoudelijk. Leden hebben het recht voorstellen te doen voor de op- en inrichting van nieuwe werkgroepen en gebruik te maken van door de WTA geleverde faciliteiten zoals een vakbibliotheek en enig administratieve ondersteuning.

Het betreft daarbij niet alleen advisering, maar ook het harmoniseren van de verschillende internationale technische regelgevingen. Hiertoe biedt de Nederlands-Vlaamse tak van WTA een uitstekende mogelijkheid.

Wanneer u belangstelling heeft voor de WTA of één van de hiervoor genoemde vakgebieden of werkgroepen kunt u met de WTA Nederland-Vlaanderen contact opnemen.

Kosten van het lidmaatschap bedragen: € 170,-- per jaar per persoon.

Een ondersteunend lidmaatschap voor bedrijven en instellingen kost minimaal € 170,-- tot € 610,-- per jaar, al naargelang het aantal werknemers.

WTA Nederland - Vlaanderen

NEDERLAND

TU Delft – Faculteit Bouwkunde t.a.v. Wido Quist | Postbus 5043 | NL-2600 GA Delft
T: +31 (0)639251159 | E: w.j.quist@tudelft.nl
Bank: NL31ABNA427726158

VLAANDEREN

KULeuven t.a.v. Kristine Loonbeek | Kasteelpark Arenberg 40 bus 2448 | B-3001 Heverlee
T: +32 (0)16321654 E: Kristine.Loonbeek@kuleuven.be
Bank: BE52738027352709

COLOFON

Concept en eindredactie
WTA Nederland - Vlaanderen

© WTA en Auteurs 2018

Niets uit deze uitgave mag worden verveelvoudigd en/of openbaar gemaakt zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de uitgever.

De auteurs dragen zorg dat hun bijdrage geen inbreuk op auteursrechten inhoudt. Zij dragen de rechten op hun bijdrage over aan WTA NL/VL.

Foto's voorkanten: - Bas de Ruiter
- Els Verstrynge
- André de Prouw
- Timo Deckers

Uitgever

WTA NEDERLAND – VLAANDEREN

De syllabi zijn beschikbaar in kleur (voor zover door de sprekers in kleur aangeleverd) op de website www.wta-nl-vl.org na de volgende studiedag

© 2018 ISBN/EAN: 978-90-79216-20-8

Nr	Lijst verschenen syllabi	Jaar	ISBN nummer
1	Stad beeld	1992	
2	Nieuwe ontwikkelingen	1993	
3	Restaureren & Conserveren	1994	
4	Kleur bekennen	1994	
5	Hout	1996	
6	Gevelreinigen	1996	
7	Kalk	1997	90-76132-01-1
8	Metaal	1997	90-76132-02-1
9	Kwaliteit in de restauratie	1998	90-76132-03-8
10	Natuursteen deel 1	1998	90-76132-04-6
11	Natuursteen deel 2	1999	90-76132-05-4
12	Mortels in de restauratie	1999	90-76132-06-2
13	Pleisters voor restauratie en renovatie	2000	90-76132-07-0
14	Bereikbaarheid van monumenten	2000	90-76132-08-9
15	Schoon van binnen	2001	90-76132-09-7
16	Glas in lood	2001	90-76132-10-0
17	Scheuren in metselwerk en pleisters	2002	90-76132-11-9
18	Biodegradatie	2002	90-76132-12-7
19a	Zouten in natuursteen- en baksteenmetselwerk	2003	90-76132-14-3
19b	Surface and structural consolidation of masonry		
20	Authenticity in the restoration of monuments	2003	90-76132-13-5
21	Kleur, Pigment en Verf in Restauratie	2003	90-76132-15-1
22	Graffiti op monumenten: een last of een lust	2004	90-76132-16-x
23	Isolatie en klimaatbeheersing van monumenten (Hoe) is het mogelijk?	2004	90-76132-17-8
24	Monumenten en water	2005	90-76132-18-6
25	Monitoring en Diagnose	2005	90-76132-19-4
25a	CD MDDS Damage Atlas	2005	geen
26	Valorisatie en Consolidatie van Monumentale Betonconstructies	2006	90-76132-20-8
27	Restauratie en onderhoud van monumentale gebouwen	2006	10: 90-76132-21-6
			13: 978-90-76132-21-1
28	Restauratie, onderhoud en beheer van monumenten	2007	978-90-76132-22-8
29	Herbestemming van Religieus Erfgoed	2007	978-90-79216-01-7
30	Zout en behoud? (nieuwe ontwikkelingen)	2008	978-90-79216-02-4
31	Beton behouden – theorie in de praktijk gezet	2008	978-90-79216-03-1
32	Ondergrondse Monumenten: Zichtbaar - Onzichtbaar	2009	978-90-79216-04-8
33	Interventies en hun consequenties	2009	978-90-79216-05-5
	Proceedings of the 1st WTA International PhD Symposium	2009	978-3-937066-14-1
34	Effect of Climate Change on Built Heritage	2010	978-3-937066-18-9
35	Gevelbehandeling van erfgoed: Erg of goed?	2010	978-90-79216-06-2

36	Scheuren, Scheefstanden, Verzakkingen (Instortingsgevaar?)	2011	978-90-79216-07-9
37	Jonge monumenten voor de huidige samenleving	2011	978-90-79216-00-0
38	Historische vensters: typologie, duurzaamheid, antiek glas, ramen, kozijnen	2012	978-90-79216-08-6
39	Natuursteen natuurlijk!?	2012	978-90-79216-09-3
40	Wand en plafondschilderingen	2013	978-90-79216-10-9
41	Bouwmaterialen en constructietechnieken in het Interbellum	2013	978-90-79216-11-6
42	Van Balie tot cachot, herbestemming van gebouwen	2014	978-90-79216-12-3
43	Impact van de "Groote" wereldoorlog(en) op ons bouwkundig erfgoed	2014	978-90-79216-13-0
44	Een toekomst voor monumentale onderwijsgebouwen – Leren van recente renovatie- en restauratieprojecten	2015	978-90-79216-14-7
45	Schade aan bouwkundig erfgoed door bewegingen in de ondergrond	2015	978-90-79216-15-4
46	Versterking van funderingen en monumenten in verband met bewegingen in de ondergrond	2016	978-90-79216-16-1
47	Optrekend grondvocht	2017	978-90-79216-17-8
	Proceedings of the 4th WTA International PhD Symposium	2017	978-90-79216-19-2
48	Energetische ingrepen in monumenten: een duurzaam verhaal?!	2017	978-90-79216-18-5
49	Draagvermogen van historische constructies: een sterk verhaal	2018	978-90-79216-20-8

1-19: niet meer beschikbaar

Vanaf 20: zie website www.wta-nl-vl.org