



Projekt # 14163 Quai Zurich,
Zurich Insurance Company Ltd

Ausgangslage und Projekt



Auf dem Projektperimeter, der von Mythenquai, Alfred-Escher-, Breitinger- und Marsstrasse eingerahmt wird, befindet sich seit über hundert Jahren der Hauptsitz der Zurich Insurance Company Ltd in Zürich. Im Laufe der Zeit sind immer wieder Gebäude neu erstellt, umgebaut oder erweitert worden. Aufgrund dieser sukzessiven Ergänzung der Bauten konnte in der Vergangenheit kein ganzheitliches städtebauliches Konzept geschaffen werden. Das Projekt unter dem damaligen Titel «Corporate Center Redevelopment»

nahm die komplette Umgestaltung des Areals in Angriff und hatte den Anspruch, sowohl im Hinblick auf den Komfort der zukünftigen Nutzer wie auch bezüglich der Energieeffizienz Massstäbe zu setzen. Im Laufe des Vorprojekts erhielt das Bauvorhaben schliesslich den heute bekannten Namen «Quai Zurich».

Das Gebäude A liegt am Mythenquai, das ehemalige Gebäude D im Herzen des Projektareals. Die Gebäude 3000 und 4000 grenzen im Norden an die Breitinger- und im Westen an die Alfred-Escher-Strasse. Den Abschluss bildet im Süden das Gebäude F an der Marsstrasse.

Für das Projekt «Quai Zurich» wurden sämtliche nicht denkmalgeschützten Gebäude zurückgebaut; lediglich die Gebäude A, D und F wurden saniert beziehungsweise ertüchtigt und auf den neusten Stand der Technik gebracht. Die bisherigen Gebäude 3000 und 4000 machten dem sogenannten Ersatzneubau BCE Platz, der die Bestandesbauten A, D und F mit einem zusammenhängenden Untergeschoss verbindet.

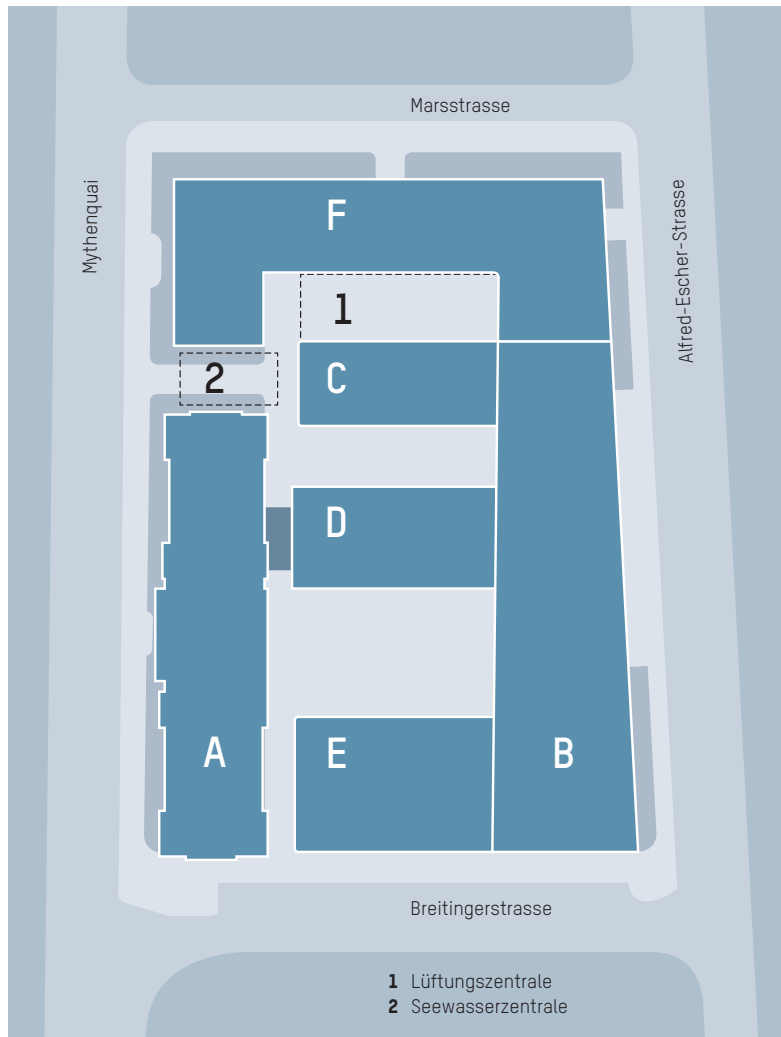


Titelseite

Visualisierung Mythenquai mit
Gebäude F (links), A (rechts) und
Gebäude C (im Hintergrund)
© RMO VIS / Architekt Krischanitz

Oben

Visualisierung Breitingenstrasse mit
Gebäude A und Neubau Gebäude E
© RMO VIS / Architekt Krischanitz



Übersicht über die Gebäude nach
Projektabschluss
© Architekt Krischanitz,
Ergänzungen: Henauer Gugler AG

Archäologie, Geologie und Grundwasser



Archäologie

Auf dem Projektareal am Zürichsee haben vor mehreren tausend Jahren Pfahlbauer gesiedelt. Dank vorgängiger Untersuchungen war bereits bei Projektbeginn bekannt, dass archäologische Grabungen an dieser Stelle unumgänglich sein würden.

Die Aushubarbeiten fanden daher in enger Zusammenarbeit mit der Kantonsarchäologie statt. Es galt nicht nur die Bauabläufe im Hinblick auf die technische Richtigkeit zu definieren, sondern auch die Bedürfnisse der Archäologen zu berücksichtigen und die Bauprozesse dementsprechend zu

steuern. In Zusammenarbeit mit der allgemeinen Bauleitung des Totalunternehmers und mithilfe unserer technischen Bauleitung für den Spezialtiefbau konnte diese Herausforderung jedoch gemeistert werden.

Geologie und Grundwasser

Der Schichtaufbau von oben nach unten besteht aus künstlicher Auffüllung mit einer Schichtstärke von 1,4 bis 5,4 m. Darunter liegen Seeufer- und Verlandungssedimente (Seekreide), deren Schichtstärke von 2,0 bis 7,0 m variiert. Nacheiszeitliche Seeablagerungen (Seebodenlehm) mit Schichtstärken von 1,0 bis 3,5 m liegen auf der verschwemmten Moräne respek-

tive den eiszeitlichen Seeablagerungen. Diese letzte Schicht bildete für das Projekt «Quai Zurich» den Fundationshorizont, in dem die anfallenden Lasten abgetragen werden.

Der Grundwasserspiegel liegt knapp unterhalb der Kote 406 m ü. M. Er wird hauptsächlich durch die Schwankungen des Zürichsees beeinflusst. Der normale Schwankungsbereich liegt zwischen 405,6 m ü. M. (Niederwasser) und 406,4 m ü. M. (Hochwasser). Der absolut höchste je gemessene Seespiegel lag bei 407,02 m ü. M.; zu dieser Zeit stand die Seepromenade komplett unter Wasser.



Gebäude B: Momentaufnahmen während der Grabungen in Archäologiefeld A



Gebäude B: archäologisches Schichtmodell im Archäologiefeld A

Baugrubenumschliessung und Foundation



Der Ersatzneubau BCE verfügt über ein bis drei Untergeschosse. Dies und die auf dem Projektareal vorhandenen, schwierigen Baugrundverhältnisse (Seekreide) stellten hohe Anforderungen an Projektierung und Ausführung der Baugrubenumschliessung. Sämtliche Baugrubenabschlüsse weisen aufgrund der Grundwasserverhältnisse und des sehr undurchlässigen Bodens eine hohe Gefährdung durch hydraulischen Grundbruch auf. Dem wurde Rechnung getragen, indem jeweils auf der Baugruben-Innenseite ein Wellpoint-System (Vakuum-Filterbrunnen) oder konventionelle Filterbrunnen eingerichtet

wurden. Um den Grundwasserdurchfluss unterhalb des zukünftigen Gebäudes nicht zu beeinträchtigen, waren ebenfalls besondere Vorkehrungen nötig. Zu diesem Zweck standen wir in engem Kontakt mit dem Geologen und dem Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft. Als Lösung für die Durchfluss-Problematik sah man auf der West- und der Nordseite der Neubau-Baugrube einen wieder entfernbaren Baugrubenabschluss vor. Zusätzlich wurden auf dem Projektareal Sickerpackungen erstellt, die sicherstellen, dass das anströmende Grundwasser das neue Gebäude umsickern kann.

Als wieder entfernbare Baugrubenabschlüsse wurden Spundwände gewählt, die auf der Westseite mit einer Lage Anker gesichert wurden. Um bei der Verankerung eine geologisch gute Schicht erreichen zu können, weisen die Anker eine Länge von maximal 22 m auf (bis zu 15 m freie Ankerlänge und 7 m Verankerungskörper). Jeder Anker konnte eine Zugkraft von 30 t (300 kN) in den Baugrund übertragen. Auf der Nordseite wurde die Spundwand frei auskragend realisiert, da das Untergeschoss aufgrund der vorhandenen archäologischen Schichten nicht gleich tief in den Baugrund ragen durfte. In den Bereichen mit zwei Untergeschossen kam eine geschlossene Bohrpfehlwand zum Einsatz.



Hierbei wurden Grossbohrpfähle mit einem Bohrdurchmesser von 90 cm und einer Länge von bis zu 14 m verwendet. Die dreigeschossige sogenannte Seewasserzentrale wurde mittels Schlitzwänden in Deckelbauweise realisiert. Die Schlitzwandelemente sind 60 cm dick und bis zu 24 m lang. Die späteren Geschossdecken der Seewasserzentrale wurden als Spriesskränze ausgebildet und stellten die Aussteifung der Seewasserzentralen-Baugrube sicher. Dabei waren die Spriesskränze in der Lage, eine horizontale Last von bis zu 1200 kN/m (also etwa 120 t/m) zu übertragen.



Linke Seite
Bohrgerät (Gesamtgewicht 130 t) beim Erstellen von Grossbohrpfählen

Oben
Seewasserzentrale: Schlitzwandarbeiten

Baugrubenumschliessung und Foundation



Der Ersatzneubau BCE wie auch die Bestandesgebäude A, D und F ruhen auf Pfählen. Der Neubau weist zusätzlich neu erstellte Grossbohrpfähle mit Durchmessern zwischen 90 und 150 cm auf (73 St \varnothing 150 cm, 49 St. \varnothing 120 cm und 137 St \varnothing 90 cm). Total wurden auf dem Projektareal knapp 3800 Laufmeter Bohrpfähle errichtet; die durchschnittliche Pfahllänge liegt bei knapp 15 m. Die Pfähle sind – je nach Pfahldurchmesser – imstande, Druckkräfte zwischen 2500 und 9000 kN (250–900 t) in den Baugrund zu übertragen. In der Seewasserzen-

trale wurde die Foundation mit der umlaufenden Schlitzwand respektive mit zwei Schlitzwandpfählen im Innern der Zentrale sichergestellt.

Der Bestand ruht auf den bereits erwähnten Holzpfählen, die einen Durchmesser von 30 cm aufweisen. Im Rahmen unserer Zustandsuntersuchung hat sich gezeigt, dass die Pfähle teilweise über hundert Jahre alt, aber nach wie vor in sehr gutem Zustand sind. Der Grund dafür ist die Tatsache, dass bei Holz, das permanent im Grundwasser liegt, der Zersetzungsprozess nur äusserst langsam vorstättenght.

Unter den neuen Erdbebenwänden wurden auch neue Pfähle zur Übertragung von anfallenden Zugkräften eingebaut. Die Wahl fiel auf das System «Jetting». Die so erstellten Jettingpfähle weisen eine Länge von 20 bis 30 m auf und sind in der Lage, Druckkräfte von zirka 120 t und Zugkräfte von zirka 50 t in den Baugrund einzuleiten. In den drei bestehenden Gebäuden wurden 307 Jettingpfähle mit einer Gesamtlänge von 6290 m erstellt.



Linke Seite
Seewasserzentrale: Schlitzwandbewehrungskörbe vor dem Einbauen

Oben
Seewasserzentrale: Filterbrunnen zur Grundwasserabsenkung

Unten
Inklinometer-Messrohr zur Überwachung der Spundwanddeformationen



Enge Platzverhältnisse beim Bohren von Jettingpfählen im Bestand

Tragwerk



Zustandsuntersuchung Gebäude A, D und F

Zu Beginn des Projekts «Quai Zurich» erwies es sich als unerlässlich, Informationen über die denkmalgeschützten Gebäude zu sammeln. Dafür standen uns teilweise die Projektpläne aus den jeweiligen Erstellungsperioden zur Verfügung. In der jüngeren Vergangenheit wurde die ursprüngliche Substanz der Gebäude A, D und F jedoch mehrfach umgebaut und an die damaligen Nutzungsbedürfnisse angepasst. Aus diesem Grund bildeten die Bestandespläne nicht mehr den tatsächlichen Zustand der Gebäude ab. Da wegen der mancherorts intensiven Umbauarbeiten nicht immer alle

Pläne verfügbar waren, musste sondiert werden. Damit liess sich gleichzeitig der Zustand der teils mehr als hundert Jahre alten Bausubstanz ermitteln. Unsere Abteilung Bauwerkserhaltung hat ein Sondagekonzept ausgearbeitet und die Sondagen, die allesamt erfolgten, während die Gebäude weiter genutzt wurden, eng begleitet. Der daraus resultierende, mehr als 200 Seiten umfassende Sondagebericht bildete die Grundlage für die fachgerechte Planung des Projekts «Quai Zurich» in den Umbaugebäuden A, D und F. Doch trotz bestmöglicher Vorabklärungen blieben wir von Überraschungen nicht verschont. In diesen Fällen war jeweils schnelles und dem historischen Tragwerk Rechnung tragendes Handeln erforderlich.

Gebäude A

Das Gebäude A stammt aus dem späten 19. Jahrhundert und besteht hauptsächlich aus den Baustoffen Holz und Stahl bei den Deckenkonstruktionen sowie Mauerwerk aus Bruch- und Backsteinen bei den Wänden. Fundiert wurde das Gebäude auf Stampfbetonfundamenten, die auf einem Holzpflaster liegen. Damit wurden die anfallenden Lasten aus dem Gebäude in die gut tragfähigen Schichten übertragen, die erst in zirka 6 bis 15 m Tiefe unter Terrain anstehen (je nach Lage auf dem Projektareal).



Die aus der Zustandsuntersuchung rückgerechneten Nutzlasten, die die Geschosdecken gemäss dem aktuell geltenden Normenwerk aufnehmen können, genügten den Projektanforderungen nicht mehr. Die Decken mussten allesamt verstärkt werden. Ferner galt es die bis dahin nicht vorhandene Erdbebenaussteifung vorzunehmen (ein Erdbebennachweis wird in der Schweiz erst seit der Normengeneration aus dem Jahr 1989 gefordert). Die Lösung dieses Problems bestand darin, die Stahlträger- respektive Holzbalkendecken zu Stahl-Beton- und Holz-Beton-Verbunddecken umzubauen. Dafür wurden Kopfbolzendübel auf Stahlträger aufgeschweisst respektive Verbundschrauben in die Holzbalken eingebohrt.

Linke Seite
Gebäude F: Bauzustand des Gebäudeteils West vor dem Wiederaufbau

Oben
Gebäude A: mit Kopfbolzendübeln verstärkte Stahlträger vor dem Betonieren

Tragwerk



Mit einer 8 cm starken Schicht aus Leichtbeton wurde die Verbundwirkung der Querschnitte erreicht und die zum Schutz vor Erdbeben wichtige Scheibenwirkung der Decken gewährleistet. Im direkten Umfeld um die neu erstellten Erdbebenwände ersetzte man das bestehende Deckensystem komplett durch Stahlbetondeckenfelder, um eine Lasteinleitung in die Erdbebenscheiben zu ermöglichen.

Gebäude D

Das Gebäude D stammt aus den späten 1920er-Jahren und besteht mehrheitlich aus Stahlbeton. Das Deckentragsystem wurde dem damaligen Zeitgeist entsprechend mittels Hourdisdecken realisiert. Dies führt zu vergleichsweise leichten Geschossdecken, die dennoch eine beachtliche Traglast aufweisen. Die vertikale Tragstruktur bilden Stahlbetonstützen und -wände. Die Lasten werden wie auch beim Gebäude A mittels Holzpfählen in den Baugrund abgegeben.

Im Gebäude D war eine grossflächige Vergrösserung der Nutzlasten nicht notwendig. Lediglich einzelne Betonunterzüge wurden mit CFK-Lamellen verstärkt.

Aber auch hier musste die mangelhafte Erdbebenaussteifung verbessert werden. Aus diesem Grund wurden neue aussteifende Wände erstellt, die die anfallenden Erdbebenkräfte aufnehmen können. Im Bereich der Erdbebenwände tauschte man die Decken aus, um eine zuverlässige Lasteinleitung in die Erdbebenwände zu gewährleisten. Für die spätere Verbindung zum Gebäude B musste auf der Westseite fast die ganze Fassade geöffnet werden. Hierfür wurde ein Unterzug in Etappen in die Aussenwand eingebaut und anschliessend die komplette Aussenwand unter dem Unterzug abgebrochen.



Gebäude D: temporäre Spriessungen im Untergeschoss



Gebäude D: Zwischenstand während der Abbrucharbeiten

Tragwerk



Gebäude F

Das Gebäude F besteht aus zwei separaten Gebäudeteilen. Der östliche Teil stammt aus den 1930er-Jahren und wurde analog dem Gebäude D mittels Hourdisdecken erstellt. Der westliche Teil des Gebäudes F wurde in den 1950er-Jahren durch uns errichtet (damals noch unter dem Namen R. Henauer & J. Lee). Bei der Wahl des Deckensystems entschied man sich bereits damals für die heute noch üblichen Betonflachdecken.

In beiden Gebäudeteilen wurde der vertikale Lastabtrag mehrheitlich mittels Ortbetonwänden und -stützen realisiert, wobei aber im westlichen Gebäudeteil vor allem um die Treppenhäuser auch tragendes Mauerwerk verbaut wurde. Die Abtragung der Lasten in den Baugrund übernehmen auch hier Holzpfähle.

Im östlichen Gebäudeteil genügte die im Rahmen der Zustandsuntersuchungen ermittelte Nutzlast den neuen Nutzungsanforderungen nicht mehr. Die Decken mussten ertüchtigt werden. Dafür wurde jede zweite Hourdisreihe vorsichtig aus

den Hourdisdecken herausgebrochen, und in den freien Raum wurden versteckte Betonunterzüge eingebaut. Wie die anderen Bestandesbauten wies auch das Gebäude F eine unzureichende Erdbbensicherheit auf. Hier wurden ebenfalls neue Erdbbenwände eingebaut, die die anfallenden Lasten aufnehmen und nach unten abtragen. Wie in den anderen beiden Gebäuden gewährleisten auch hier neue Stahlbetondecken um die Erdbbenwände die Lastenleitung in diese.



Gebäude F: Erdbebenwand vor dem Zuschalen



Gebäude F: beschädigte Betonstütze vor deren Sanierung

Tragwerk



Gebäude BCE

Der Rohbau des Gebäudes BCE wurde mehrheitlich mittels Ortbetonflachdecken realisiert. Aufgrund des komplexen Raumlayouts war jedoch vielerorts kein direkter Lastabtrag ins Untergeschoss möglich. Dies machte eine Vielzahl von Abfangsituationen erforderlich, die auf unterschiedliche Weise realisiert wurden. Wir gehen später in dieser Publikation auf ausgewählte Positionen ein.

Die neuen Untergeschosse liegen bis zu 12,5 m im Grundwasser, was entsprechende Anforderungen an die Dichtigkeit mit sich bringt. Zonen, die später nur schwer zugänglich sein würden oder empfindliche technische Installationen beherbergen, erstellte man als sogenannte Gelbe Wannen. Die übrigen Teile des Untergeschosses wurden mittels wasserdichter Betonkonstruktion im Sinne einer Weissen Wanne realisiert.



Gebäude BCE: vorgängig
erstelltes Rohbaumuster



Gebäude B: Momentaufnahme
aus dem Bauprozess

Tragwerk



Auditorium

Im Gebäude E ist im Erdgeschoss ein Auditorium vorgesehen, das komplett stützenfrei realisiert werden musste. Dies trotz der Tatsache, dass über dem Raum noch die Geschosse zwei bis und mit sieben Lasten auf die Auditoriumsdecke abtragen. Als Tragsystem wählte man einen optisch ansprechenden Trägerrost in Sichtbetonbauweise, der die mehr als 20 m Spannweite überbrückt. Um ein möglichst verformungsarmes System zu schaffen, wurde die Konstruktion vorgespannt.

So befinden sich in den am meisten belasteten Unterzügen zwei Spannkabel, die mit 300 t (3000 kN) Zugkraft je Kabel vorgespannt wurden.

Die von der Architektur definierten hohen Anforderungen an das spätere Erscheinungsbild des Trägerrostes erwiesen sich für alle Beteiligten als ausserordentlich anspruchsvoll. Zuerst wurden alle Unterzugträger in Ost-West-Richtung, danach die Träger in Nord-Süd-Richtung gebaut. Die Kreuzungspunkte, an denen sich die vier Lagen Hauptbewehrung und zwei Lagen Vorspannkabel kreuzten, machten genaues Arbeiten im Millimeterbereich unumgänglich.



Bauzustand nach dem Ausschalen
© Quai Zurich, Headquarter für die Zurich Insurance Company Ltd, Auditorium im Bau, Architekt Krischanitz
Fotograf: Architekt Krischanitz



Oben
Auditorium: Zwischenstand der Betonarbeiten

Unten
Auditorium: Endverankerung der Hauptbewehrung eines Trägers

Tragwerk



Fachwerk

Der Gebäudeteil B des Ersatzneubaus umschließt auf dessen Ostseite das bestehende Gebäude D. Wegen eines auskragenden Deckenteils am Gebäude D, der aus denkmalpflegerischen Gründen weder entfernt noch in irgendeiner Weise beschädigt werden durfte, musste der Neubau von Gebäude B um diese auskragende Decke herum gebaut werden.

Damit verschob sich die Neubaufassade in den Geschossen drei bis und mit fünf um 2,5 m Richtung Westen. Um zusätzliche Stützen in den darunter liegenden Geschossen zu vermeiden, wurde in die ganze Rohbaufassade ein Stahlfachwerk integriert, das die Lasten abträgt und mittels Betonquerwänden zurück auf die ursprüngliche Fassadenflucht führt. Das Fachwerk ist am Ende bis auf die Diagonalen nicht sichtbar und stört daher das Erscheinungsbild nur minimal.



Anlieferung der ersten Etappe des
Fachwerks
© Implenia Schweiz AG



Einbau der ersten Etappe des
Fachwerks
© Implenia Schweiz AG



Leistungen von Henauer Gugler AG

Rohbau und Spezialiitiefbau

- Vorprojekt bis und mit Ausführungsplanung und Baukontrollen
- Technische Bauleitung Spezialiitiefbau

Werkleitungsplanung

- Vorprojekt bis und mit Ausführungsplanung und Baukontrollen
- Allgemeine Bauleitung während der vorgezogenen Werkleitungsarbeiten
- Technische Bauleitung unter dem Totalunternehmer

Kennzahlen

Am Bau Beteiligte

Bauherr	Zurich Insurance Company Ltd, Zürich
Architekt	Architekt Krischanitz ZT GmbH, Zürich
Bauingenieur	Henauer Gugler AG, Zürich
Gebäudetechnik	Polke Ziege von Moos AG, Zürich
Elektroplanung	R+B engineering ag, Zürich
Totalunternehmer	Implenia Schweiz AG, Dietlikon
Unternehmer	Implenia Schweiz AG, Tunnelling & Civil Engineering – Spezialtiefbau, Zürich Implenia Schweiz AG, Modernisation & Development, Zürich Frutiger AG Zürich, Wallisellen Vistona AG, Winterthur Ernst Fischer AG, Romanshorn

Eckdaten

Gebäudevolumen nach SIA 416 186 300 m ³	Gebäude A	28 600 m ³
	Gebäude D	12 500 m ³
	Gebäude F	41 100 m ³
	Gebäude BCE	104 100 m ³
Geschossflächen nach SIA 416 50 300 m ²	Gebäude A	7 000 m ²
	Gebäude D	3 200 m ²
	Gebäude F	11 500 m ²
	Gebäude BCE	28 600 m ²
Bearbeitungszeit	7 Jahre (2013 bis 2019) Ausführung Rohbau und Spezialtiefbau Frühling 2017 bis Frühling 2019	
Ausmasse Rohbau	Beton	18 300 m ³
	Bewehrung	2 500 t
	Stahlkonstruktionen	155 t
Energielabels	LEED Platinum Minergie-Eco (Bestand) respektive Minergie-P-Eco (Ersatzneubau) 2000-Watt-Areal	

Publikation von Henauer Gugler AG, Oktober 2019

Autor: Michael Zimmerli

© Alle Fotos, Pläne, Skizzen und Texte von Henauer Gugler AG,
sofern nicht anders vermerkt.

www.hegu.ch

Erfahrung. Wissen. Leidenschaft.
Henauer Gugler AG
Ingenieure und Planer

 **henauer gugler**