

Baugrube Europa Passage Hamburg

Eine Herausforderung für den Spezialtiefbauer

Dipl.-Ing. Klaus Grönemeyer, Bilfinger Berger AG, Hamburg
Dipl.-Ing. Stephan Schmidt, Ingenieurbüro Dr. Binnewies, Hamburg

Für den Neubau der Europa Passage wird in der Hamburger Innenstadt auf einer Fläche von ca. 12.000 m² eine bis zu 24 m tiefe Baugrube errichtet. Die Baugrube grenzt direkt an historischen Bestand bzw. an öffentliche Straßen und U-Bahn-Bauwerke, so dass die zulässigen Verformungen auf wenige Zentimeter zu beschränken waren. Dies war, neben vielen anderen einzuhaltenden Randbedingungen ein wesentliches Kriterium für den Entwurf und die Ausführungsweise der Baugrube in Deckelbauweise. Die Sicherung der Baugrube erfolgt durch eine 80 cm dicke Schlitzwand, die in über 35 m Tiefe in den wasserundurchlässigen Glimmertoneinbindet. Die Absteifung erfolgt in sechs Lagen, überwiegend als Stahlbeton-Teildeckel, die im Rahmen des anschließenden Hochbaus zu Geschossdecken ergänzt werden. Der Vortrag beleuchtet die Entwurfsfindung, technische Lösungen und Ausführungsdetails, sowie die gemessenen Verformungen im Vergleich zu den Berechnungsergebnissen.

1. Einleitung

Die Europa Passage entsteht auf einer Abrissfläche von etwa 12.000 m² in der Hamburger Innenstadt direkt an der Binnenalster. Mit einer 160 Meter langen und über 5 Ebenen reichenden Shopping-Mall soll sie nach ihrer Fertigstellung im Herbst 2006 zu einer attraktiven Fußwegeverbindung zwischen Ballindamm/Jungfernstieg und Mönckebergstraße werden. 30.000 Quadratmeter stehen für Einzelhandelsgeschäfte und gastronomische Betriebe zur Verfügung. Weitere 30.000 Quadratmeter sind für hochwertige Büroflächen vorgesehen. In den Untergeschossen sind 700 PKW-Stellplätze geplant. Das Baufeld wird über die bestehenden Straßenbereiche hinweg durchgehend und fugenlos neu bebaut. Die Gebäudehöhe über Gelände richtet sich mit 8 bis 10 Geschossen nach dem angrenzenden Bestand. Lichthöfe und Fassadenverläufe formen und gliedern den Baukörper und berücksichtigen das historische Straßenbild.

Die im Bau befindliche Baugrube sieht im Bereich zwischen Ballindamm und Hermannstr. 3 Untergeschosse (Bauteil A) mit einer Aushubebene von rd. 13 m und im Bereich zwischen Her-

mannstraße und Kleiner Rosenstraße 6 Untergeschosse (Bauteil BC) mit einer Aushubebene bis zu unter 24 m ab GOK vor.



Bild 1: Baufeld vor dem Abriss

Der Baugrund besteht unter den oberflächigen Auffüllungen und den in Alsternähe örtlich vorhandenen organischen Böden i. w. aus einer sehr unregelmäßigen Wechsellagerung von Geschiebemergel und Sandhorizonten, die in Tiefen ab rd. 26 m bis 32 m unter GOK flächenhaft von Glimmertoneinbindet unterlagert werden. Das Grundwasser steht ca. 2 bis 4 m unter Gelände an. Gemäß

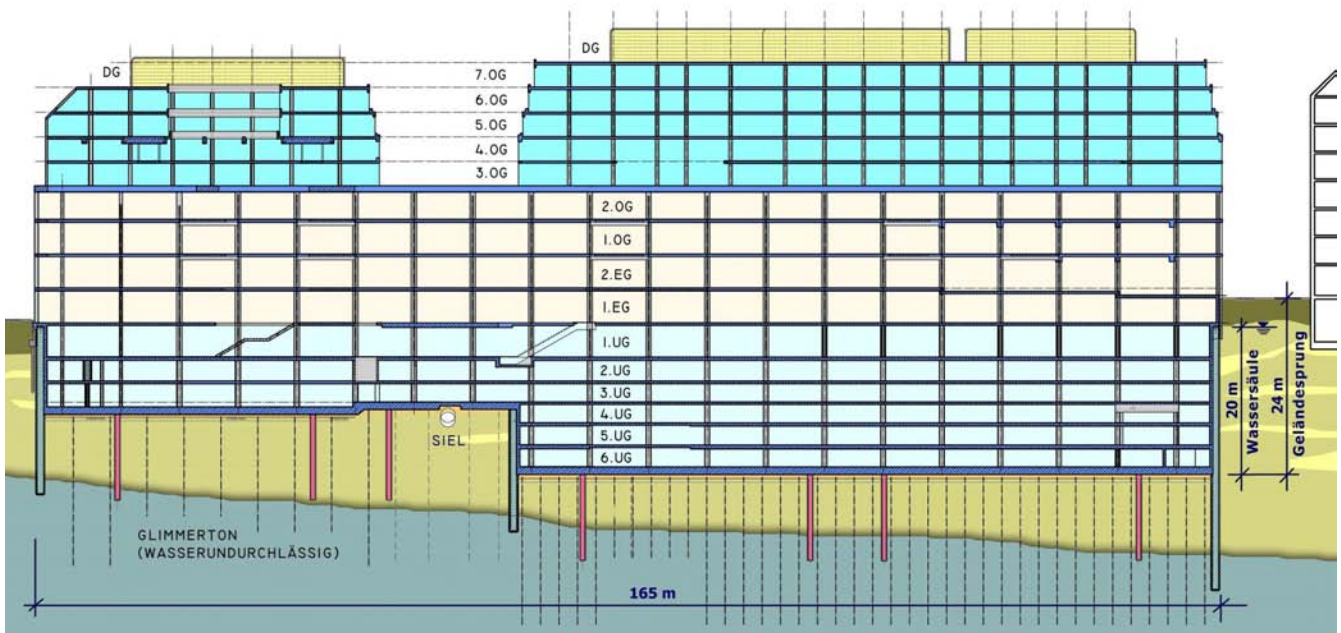


Bild 2: Querschnitt Europa Passage

Bodengutachten ist mit einem hydrostatischen Druckverlauf bis zum Glimmertongehorizont zu rechnen. Gegen Grundwasser wird die Baugrube durch eine umlaufende Stahlbetonschlitzwand abgedichtet, die als Dichtwand in den wasserstauenden Glimmertongehorizont einbindet; die zulässige Restwassermenge wurde auf $Q=30 \text{ m}^3/\text{h}$ begrenzt.

Die unmittelbar an die Neubaufäche angrenzenden Nachbargebäude sind 6- bis 8-geschossig und mit ein bis zwei Untergeschossen ausgeführt. In der Bergstraße befindet sich in geringem Abstand der zweistöckige Tunnel der U-Bahnlinie U 1, in der Hermannstraße verläuft durch die Baufäche ein Mischwassersiel 1360/1580, das im Vorwege über einen neuen Düker unterhalb des Neubaus des Bauteils A geführt wurde.

Ein wesentliches Kriterium für die Ausführungsweise der Baugrube war neben vielen anderen einzuhaltenden Randbedingungen die Beschränkung der zulässigen Verformungen unter den Nachbargrundstücken. Gemäß Bodengutachten sind die horizontalen Verformungen am Verbaukopf auf etwa 1 cm und die vertikalen Verformungen auf etwa 2 cm zu begrenzen.

2. Konstruktion der Baugrube

2.1 Entwurfsentwicklung

Zunächst waren seitens des Bauherrn und des Architekten nur zwei bis drei Untergeschosse vorgesehen. Das entsprach einer Baugrubentiefe von bis zu 12 m bei einer Wassersäule von 8 m.

Als Aussteifung wurde daraufhin eine mehrlagige Rückverankerung geplant. Dies ermöglichte den Architekten eine große Planungsfreiheit für die Untergeschosse, deren Ausführungsplanung erst nach Fertigstellung der Baugrube Hochbaureife erreicht haben sollte. Wenige Wochen vor der Ausschreibung der Baugrube entschied der Bauherr, die Zahl der Untergeschosse auf bis zu sechs zu erhöhen. Das entspricht mit einer Baugrubentiefe von bis zu 24 m und einer Wassersäule von 20 m dem heute ausgeführten Planungsstand. Die ohnehin als Dichtwand geplante tiefe Schlitzwand wird dabei über eine größere Höhe als Verbauwand genutzt. Zu bewerten waren die Auswirkungen der tiefen Baugrube auf die Verformungen unter den Nachbargrundstücken.

Umfangreiche Verformungsberechnungen begleiteten die Entwurfsfindung in dem verbleibenden kurzen Zeitraum bis zur Vergabe der Spezialtiefbauarbeiten und führten schließlich zu einer wirtschaftlichen Lösung für die Baugrubenkonstruktion. Eine Rückverankerung der Verbauwände schied aus, da sich selbst bei Ausnutzung aller technischen Möglichkeiten dieser Bauweise Vertikal- und Horizontalverformungen des Erdkörpers unter den Nachbargrundstücken in der Größenordnung von 6 bis 10 cm ergeben würden. Erforderlich war eine innere Absteifung, die jedoch der laufenden Architektenplanung ein hohes Maß an Flexibilität belassen sollte. Ausgeführt wird seit September 2003 eine innen aussteiften Baugrube in insgesamt 6 Lagen (Bauteil B/C), wobei die oberen drei Aussteifungslagen gegen die Verbauwand vorgespannt werden. Die

oberste Aussteifungslage ist als 8 m breites Stahl-fachwerk ausgebildet. Durch Kopplung der Steifenkräfte über Bogentragwerke und Stahlpfosten mit den entsprechenden Tragwerksteilen auf der gegenüberliegenden Seite entsteht ein steifes Tragwerk. Darunter liegen 5 Stahlbeton-Teildeckel, gebildet aus 10 m breiten, umlaufenden Deckenstreifen, die im Rahmen des anschließenden Hochbaus zu Geschossdecken ergänzt werden. Die Vorspannkraft in den oberen drei Aussteifungslagen beträgt mit bis zu 550 kN/m ca. 80 % der für den Endaushub erwarteten horizontalen Auflagerkraft. Nach umlaufender Herstellung der Schlitzwand erfolgt lagenweise und

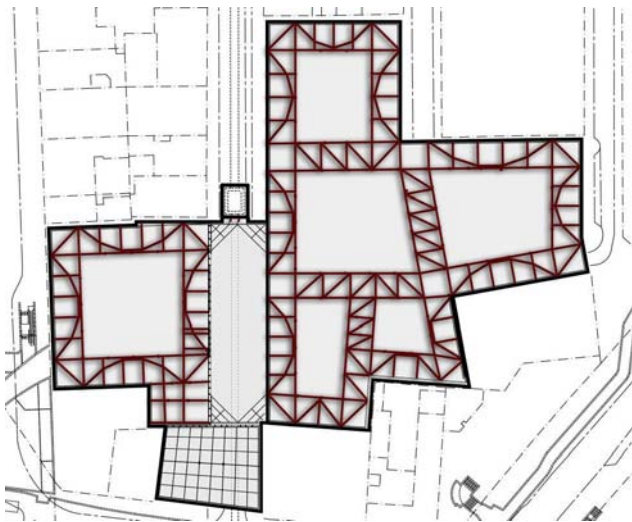


Bild 3: Grundriss Aussteifungslage 1

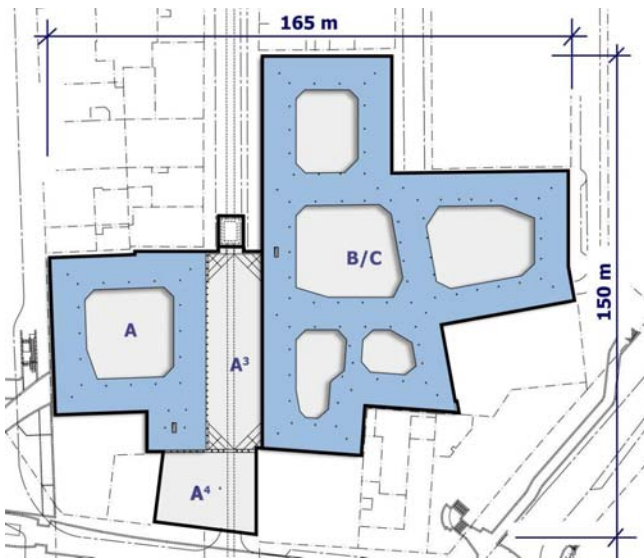


Bild 4: Grundriss Aussteifungslagen 2 bis 6

ganzflächig der Einbau der Aussteifungslagen sowie der Aushub und das Absenken des Grundwassers.

2.2 Verformungsberechnungen

Der realistischen Vorhersage der Verformungen des angrenzenden Baugrundes kam eine große Bedeutung zu. Mit einem neu entwickelten nicht-linearen, räumlichen Stoffmodell lassen sich im Boden die komplexen physikalischen Vorgänge bei Be- und Entlastung direkt nachvollziehen. Die dazu notwendigen Stoffparameterfunktionen für die Berechnungen von Spannung und Verformung werden an den üblichen Kompressions-, Druck- und Scherversuchen normiert. Speziell für grundbautechnische Anwendungen konzipierte Kontaktelemente erfassen die komplizierte Wechselwirkung zwischen Baugrundsichten und Bauwerksteilen. Die Formulierung der tensoriellen Spannungsverformungsgesetze wurde im Rahmen einer Promotion mit dem Institut für Mechanische Verfahrenstechnik der TU Braunschweig detailliert abgestimmt.

Das verwendete FE-Programm mit physikalisch nichtlinearem räumlichen Stoffkern kann die einzelnen Bauphasen direkt erfassen. So wird in den Verformungsberechnungen der Bauablauf mit den einzelnen Aushubzuständen genau abgebildet, wobei die relevanten Randbedingungen berücksichtigt werden. Dazu gehören die vorhandenen Auflasten durch die bestehenden Gebäude, die Entlastung durch den Abriss der Bestandsbauwerke, die Änderung der Grundwasserstände, der Eintrag der Vorspannkraft usw. Die Berechnungen wurden an ausgewählten Schnitten geführt. Die Systemabmessung in horizontaler Richtung richtet sich nach der jeweiligen Symmetriebedingung in der Breite der Baugrube; außerhalb der Baugrube beträgt die Länge des Rechengebietes etwa 100 m. Die Systemhöhe beträgt 75 m. Die sicheren bodenmechanischen Kennwerte, die für Standsicherheitsnachweise angegeben sind, sind als Berechnungsgrundlage für wirklichkeitsnahe Vorhersagen der Verformungen ungeeignet. Die für die Verformungsberechnungen benötigten Bodenparameter sind durch den Bodengutachter auf Grundlage von KD-Versuchen und Ödometerversuchen ermittelt und vorgegeben worden.

Exemplarisch sollen die Berechnungen am Schnitt BG 10.1 vorgestellt werden (Bild 5). Der Schnitt BG 10.1 ist aufgrund der Nähe der angrenzenden Bebauung und aufgrund der Belastung durch das angrenzende Karstadt-Gebäude repräsentativ für alle Schnitte mit direkt angrenzender Bebauung. Um eine realitätsnahe Vorkonsolidierung des gesamten Rechengebietes durch die vorhandene Bebauung abzubilden, wurde

zunächst die vorhandene Belastung durch die bestehenden Gebäude mit ca. 100 kN/m² auf das gesamte System aufgebracht. Im ersten Berechnungsschritt wurde die aufgebrachte Belastung im Baufeld wieder entfernt (Abriss der vorhandenen Bebauung), die Bodenelemente werden so entspannt. Die Baugrubenwand wird daraufhin spannungs- und verformungslos in das System eingefügt. Sukzessive berücksichtigt der Rechenlauf dann den lagenweisen Bodenaushub mit Absenkung des Wasserstandes und den Einbau der

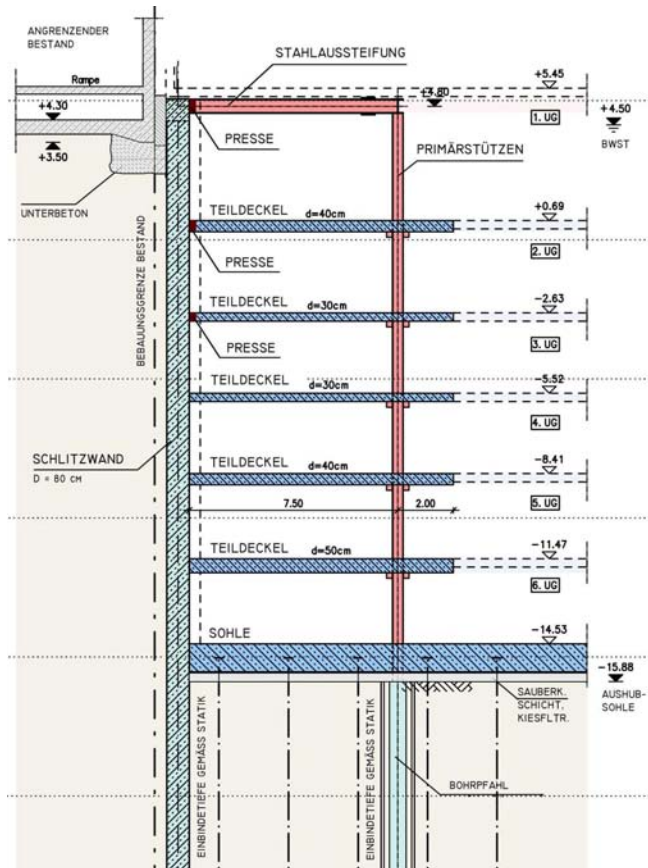


Bild 5: System Schnitt BG 10.1

Aussteifungslagen. Gemäß Vorgabe des Baugrundsachverständigen wurden die Berechnungen je einmal mit Sand und je einmal mit abgestuftem Mergel oberhalb des vorliegenden Glimmertons durchgeführt.

Die Berechnungen zeigen, dass die Verformungen innerhalb der vom Baugrundsachverständigen vorgegebenen Toleranz bleiben. Wie in Bild 6 dargestellt, werden Setzungen hinter der Baugrubenwand ermittelt, die stets kleiner als die geforderten ≤ 2 cm sind. Die Vertikalverformungen zeigen auch, dass hinter der Schlitzwand nicht mit einer ausgeprägten Setzungsmulde zu rechnen ist. Im Gegensatz zu den anderen Varianten sind die Gradienten der Vertikalverformungen entlang der Geländeoberkante hinter der Wand

gering. Die horizontalen Verformungen im Bereich des Kopfes der Baugrubenumschließung liegen im vorgegebenen Bereich von ≤ 1 cm (Bild 7). Die Verformungen im Boden sind den entsprechenden Isolinien in den Bildern 5 und 6 zu

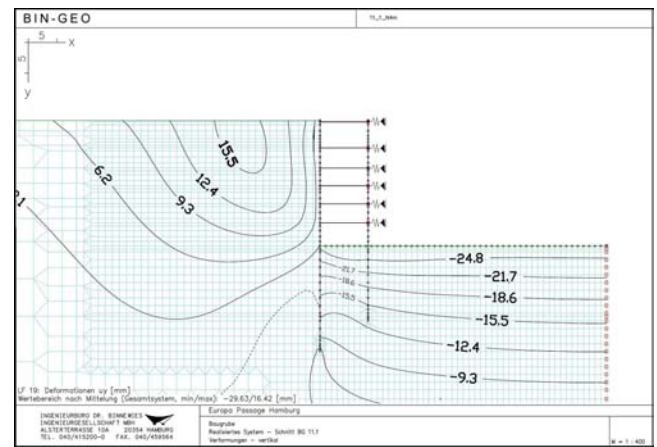


Bild 6: Verformungen vertikal [mm]

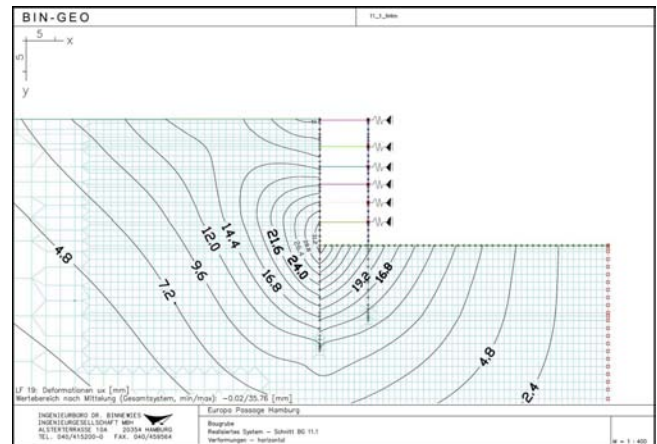


Bild 7: Verformungen horizontal [mm]

entnehmen. Die in Bild 8 dargestellte Mobilisierung der inneren Reibung φ_{mob} steht im Einklang mit den insgesamt geringen Verformungen.

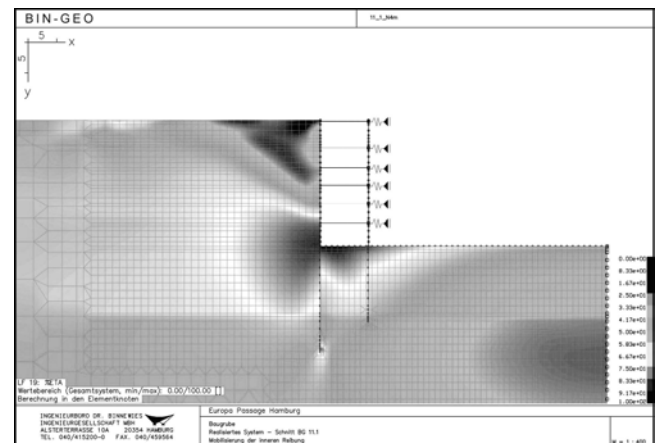


Bild 8: Innere Reibung

Bedingt durch die äußerst steife Verbauart wird der Scherwiderstand des Bodens eher geringfügig mobilisiert, wie in der Verteilung von ϕ_{mob} im Aktivbereich zu sehen ist. Erst im Bereich der Baugrubensohle beginnt durch den enormen Wasserüberdruck die Aktivierung der inneren Reibung im Boden hinter der Wand. Rechnerisch wird die vollständige Mobilisierung der inneren Reibung im Boden nicht erreicht.

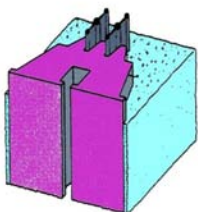
3. Spezialtiefbauleistungen

3.1 Trassenräumung

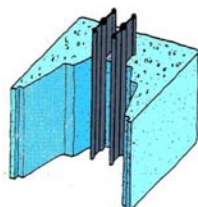
Die Fläche des Neubaus war durchgehend mit 6- bis 8-geschossigen, einfach bis zweifach unterkellerten Gebäuden überbaut. Der Abriss erfolgte bis zur Geländeoberfläche, wobei die Keller mit dem Abbruchschutt verfüllt wurden. Teilweise waren die Gebäude im alsternahen Bereich tiefgegründet. Um den Aufwand der Trassenräumung in Grenzen zu halten, wurden überwiegend die vorhandenen Kelleraußenwände im Erdreich belassen. Die Beseitigung der Zwischendecken, Sohlen und Fundamente erfolgte im Vorwege erdbaumäßig bzw. im Drehbohrverfahren. Die geräumten Bereiche wurden mit zementangereichertem Sand verfüllt.

3.2 Schlitzwände

Die Baugrube wurde umlaufend mit insgesamt 23.000m² Schlitzwand d=80 cm wassersperrend umschlossen. Aus statischen bzw. hydraulischen Gründen waren die Schlitzwände bis zu 42 m tief zu führen. Der Nachweis des offenen Schlitzes ergab zulässige Schlitzlängen von < 3,40 m im Bereich der Nachbarbebauung und < 10,0 m in Straßenbereichen. Die Abschaltung der einzelnen Lamellen erfolgte über Flachfugen mit jeweils 2 Fugenbänder.



Flachfugenelement vor Ausbau



Freiliegender Gummidichtungen vor Betoniervorgang

Bild 9: Prinzipskizze Flachfuge

Durch die Anordnung der Fugenbänder wurde die Restwassermenge deutlich reduziert. Aktuell werden ca. 6 -7 m³/h gefördert.

Zur Abtragung der Biegemomente von bis zu 2.400 kNm/m war eine 2-lagige Anordnung der Bewehrung mit Stählen d=32 mm erforderlich, wobei bei der Bemessung die V-Lasten aus den Teildeckeln jeweils berücksichtigt wurden. Aussparungen und Bewehrungsanschlüsse für die Auflagerung der Teildeckel und der Sohle wurden bei der Bewehrungskorbkonstruktion berücksichtigt. Aufgrund der großen Schlitztiefen war der Einbau der Körbe in 2 Abschnitten mit einem Vollstoß erforderlich. Als Folge der notwendig engen Bewehrungsführung wurde ausschließlich ein Beton B25 mit Körnung der Sieblinie AB 16 verwendet. Im Endzustand werden von der Schlitzwand der Erddruck als auch Zugkräfte für die Rückverhängung des nicht auftriebssicheren Gebäudes dauerhaft abgetragen.

3.3 Primärstützen

Zur Auflagerung der 5 Teildeckel und der Stahlaussteifung wurden insgesamt 105 Primärstützen erforderlich. Zur Abtragung der Druckkräfte von bis zu 6.000 kN im Bauzustand und der Zugkräfte von bis zu 3.500 kN im Endzustand zur Auftriebssicherung des Gebäudes waren Bohrpfähle d=120 cm von bis zu 43 m Länge ab GOK herzustellen. Der Aushubbereich wurde mit Stahlträ-



Bild 10: Herstellung Primärstützen

gern HEB 300-400, die bis in den bewehrten Bohrpfahl geführt wurden, überbrückt. Die Teildeckel werden auf an den Trägern angeschweißten Konsolblechen gelagert. Nach endgültiger Herstellung der Untergeschosse werden die Träger über der Betonsohle abgetrennt und im Ganzen wiedergewonnen.

Die Herstellung der Primärstützen erfolgte suspensionsgestützt im Drehbohrverfahren. Hierzu wurde zuerst ein Stützrohr $d=130$ cm ca. 15 m tief abgebohrt; anschließend wurde die Bohrung mit einem speziell konstruierten Bohreimer unverroht unter Zugabe von Bentonitsuspension auf die Endtiefe abgeteuft. Ein besonderes Augenmerk war auf die Bohreimerkonstruktion sowie auf die Arbeitsweise in Bezug auf eine mögliche Kolbenwirkung beim Ziehen des Bohrwerkzeuges zu legen. Vorteilhaft für dieses Verfahren war der überwiegend anstehende bindige Boden im Einspannbereich der Pfähle.

Nach Entsandung der Bentonitsuspension, Einbau des Bewehrungskorbes und des Stahlträgers mit Hilfe einer Einbaukonstruktion wurde der Pfahl bis zur späteren Aushubebene betoniert. Nach Erhärten des Betons wurde der Leerbohrbereich mit Schotter verfüllt und das Stützrohr gezogen.

3.4 Zugpfähle

Zur Sicherung des neu zu erstellenden Gebäudes gegen Auftrieb im Endzustand waren neben der Aktivierung der Schlitzwände und Primärstützen noch insgesamt 265 Stück Kleinverpresspfähle (GEWI-Pfähle) mit einer zul. Zugkraft von 1000 kN herzustellen. Zur Aktivierung des Bodenkörpers wurden Pfahllängen von bis zu 50 m ab GOK ausgeführt.

In vorab durchgeführten Eignungsprüfungen wurden Pfähle bis zu einer Grenzlast von 2.800 kN geprüft. Durch die Erhöhung der Grenzlast um 40 % wurde dem Einfluss der Bodenspannung aus dem Leerbohrbereich Rechnung getragen.

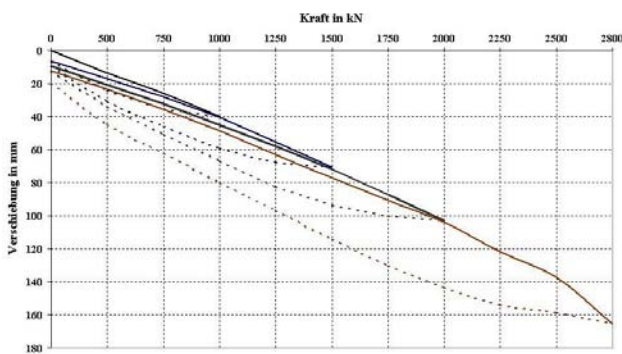


Bild 11: Kraft-Verschiebungsdiagramm Pfahl P2

4. Aussteifung

4.1 Stahlaussteifung

Die erste Aussteifungslage wurde als temporäres 8 m breites Stahlfachwerk ausgebildet. Durch Kopplung der Steifenkräfte über Bogentragwerke und Stahlpfosten mit den entsprechenden Tragwerksteilen auf der gegenüberliegenden Seite entsteht ein steifes Tragwerk, wobei der auf die Schlitzwand betonierete Kopfhalm in das System integriert wurde. Das Tragwerk wurde in einem Zuge mit insgesamt 68 Kapselpressen, ausgelegt für eine Vorspannkraft von 75 kN/m Verbauwand, vorgespannt.



Bild 12: Kapselpressen

4.2 Stahlbeton-Teildeckel

4.2.1 Anschluss Schlitzwand / Teildeckel

Zum Leistungsumfang zur Herstellung der Baugrube gehören neben den eigentlichen Spezialtiefbauarbeiten die Herstellung der Teildeckel, der Betonsohle sowie der Kelleraußenwände als weiße Wanne. Die Konstruktionsweise der Baugrube erfordert das nachträgliche Herstellen der Kelleraußenwände jeweils zwischen den Teildeckeln. Die Aufnahme der erforderlichen Wandbewehrungsanschlüsse und der Abdichtungssysteme erfolgt über eine Hammerkopfkonstruktion.

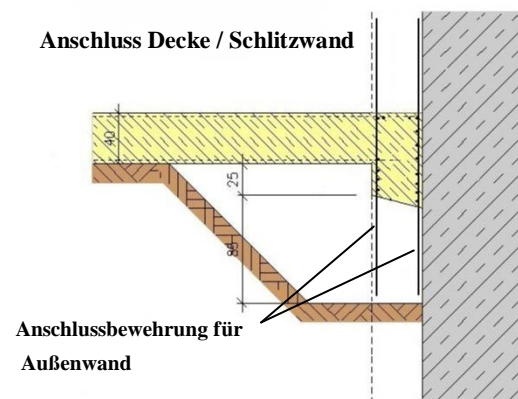


Bild 13: Hammerkopfkonstruktion



Bild 14: Hammerkopfschalung

4.2.2 Vorspannung der Teildeckel

Die zweite und dritte Aussteifungsebene wurde jeweils in ihrer Deckelachse mit je einer Kolbenpresse mittig vor jedem Schlitzwandkorb abschnittsweise vorgespannt. Hierfür wurden Ausparungskästen in den Hammerkopf einbetoniert. Der Spannvorgang für einem Teildeckel erfolgte in 5 Einzelabschnitten, wobei die Spannfolge dem jeweiligen Bauablauf angepasst werden konnte. Nach Erreichen einer Betonfestigkeit der Güte B 45 in der Regel nach 3-4 Tagen wurde über die in Reihe geschalteten Pressen die geplante Vorspannkraft von bis zu 550 kN/m Verbauwand gleichmäßig aufgebracht. Der Druckaufbau erfolgte schrittweise, die Verformungswege wurden über Wegaufnehmer gemessen und protokolliert.

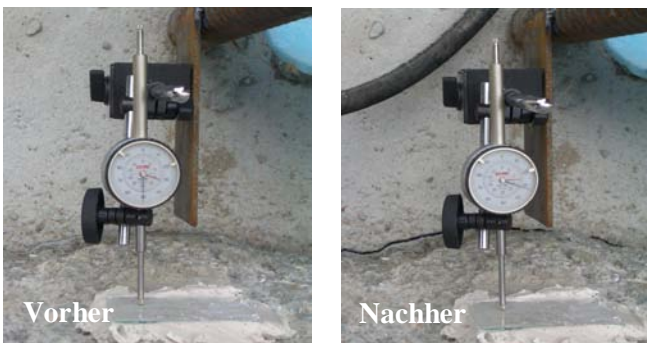


Bild 15: Messaufnehmer beim Vorspannen

Nach Erreichen des Enddruckes wurden die Pressen geschlossen und die entstandene Fuge zwi-

schen Schlitzwand und Hammerkopf mit hochfestem Mörtel vergossen. Nach einer ca. 20-stündigen Erhärtungszeit konnten die Pressen ausgebaut werden.

	Vorspannkraft KN/m	Verformung	
		berechnet mm	gemessen mm
Bauteil A			
Ebene 2	< 250	$s \leq 2,5$	$s \leq 3,8$
Ebene 3	< 550	$s \leq 6,0$	$s \leq 8,3$
Bauteil B/C			
Ebene 2	< 250	$s \leq 3,4$	$s \leq 3,1$
Ebene 3	< 550	$s \leq 10,0$	$s \leq 7,4$

Bild 16: Tabelle Pressenkräfte / Verformungen

4.2.3 Abhängigkeiten im Erdaushub

Um die äußerst kurzen Vertragstermine einhalten zu können, war eine umfangreiche Arbeitsvorbereitung zur Koordination der Erdarbeiten und der Betonarbeiten zur Herstellung der Teildeckel erforderlich. Hierbei waren folgende Abhängigkeiten zu berücksichtigen:

- Tägliche Bodenabfuhr von bis zu 1600 m³
- Lösen des Unterbetons
- Säubern der Schlitzwandoberfläche
- Vorlauf für die Hammerkopfkonstruktion
- Feinplanum / Unterbeton herstellen
- Bewehrung (bis zu 350 kg/m³ Beton)
- Betonage in Teilabschnitten
- Erreichen der Betongüte B 45 nach 4 Tagen bzw. B 55 nach 15 Tagen zur Aufnahme der Steifenkräfte aus dem folgenden Bodenaushub
- Vorspannung der Teildeckel des 2. + 3. UG's

Diese Randbedingungen erfordern eine tagesgenaue Ablaufplanung der Erd- und Betonarbeiten. Da im Baugeschehen immer mit Veränderungen zu rechnen war, wurde ein auf Excel basierendes Programm zur Verwaltung der einzelnen Abhängigkeiten und der daraus resultierenden terminlichen Konsequenzen erstellt, was sich in der Praxis hervorragend bewährt hat.



Bild 17: Aushub 2. Ebene Bauteil A



Bild 18: Aushub 3. Ebene Bauteil BC

5. Verformungen der Verbauwand

Zum Zeitpunkt des Redaktionsschlusses Ende Juni 2004 war die Baugrube BC bis zur Ebene zur Herstellung des Teildeckels 4. UG in ca. 14 m Tiefe unter GOK ausgehoben. Die in diesem Bauzustand gemessenen horizontalen Verformungen im Schnitt BG 10.1 betragen maximal rd. 6 mm; der berechnete Wert beträgt hier rd. 15 mm. Dieses Verhältnis der gemessenen zu berechneten Horizontalverformungen ist in allen Schnitten zu beobachten. Die über Extensometer gemessenen Hebungen betragen derzeit i. M. ca. 10 mm. Bei den Nachbargebäuden wurden Setzungen i. M. zwischen 3 – 7 mm gemessen. Gemäß Ablaufplanung wird im September mit dem Endaushub zur Herstellung der Betonsohle in Bauteil B/C begonnen. Somit werden bis zur Vortragsveranstaltung umfangreiche Messergebnisse vorliegen, über die wir dann berichten werden.

6. Fazit

Die Konzeption und die Ausführung der Baugrube Europa-Passagen zeigt eindrucksvoll die Möglichkeiten des Spezialtiefbaus in Hinblick auf technische Problemlösungen.

Neben der reinen Verfahrenstechnik ist hier jedoch besonders der Einsatz aller am Bau Beteiligten zur Sicherstellung der knappen Termine unter gleichzeitiger Qualitätsgewährleistung hervorzuheben; diese Leistung kann leider bei technischen Vorträgen wie diesem nicht ausreichend gewürdigt werden.