

SCHÄDEN AN TIEFEN, RÜCKVERANKERTEN BAUGRUBEN DURCH VERFORMUNGEN DES SYSTEMS BODENBLOCK - VERANKERUNG

H.-G. Kempfert, M. Raithel
Fachgebiet Geotechnik, Universität Gh Kassel

1 Einleitung

Bei tiefen, mehrfach rückverankerten Baugrubenwänden können erfahrungsgemäß, insbesondere bei bindigen Böden (hier bereits bei geringen Wandhöhen) horizontale Wandverformungen auftreten, die zu Setzungen der Geländeoberfläche führen und sich so auf die angrenzende Bebauung auswirken. Diese Horizontalverformungen können mit den üblichen Berechnungsansätzen nicht erfaßt werden. Maßgebend sind die Verschiebungen und Verformungen des Erdkörpers, der fangedammartig von der Baugrubenwand und von einer, durch die Einleitungspunkte der Ankerkräfte definierten Fläche eingeschlossen ist.

Die einzelnen Einflüsse sind:

- Vorspannen der Anker
- Ankerdehnungen und Durchbiegung der Wand
- Schub im Bodenblock
- Biegung im Bodenblock
- Entlastung der Baugrube
- Schub unter dem Bodenblock
- Abbau des Erdruhedruckes
- Innere Beanspruchung des Bodenblocks durch die Anker
- Wasserdruck unterhalb der Baugrubensohle
- Verkantung des Bodenblocks

Nähere Ausführungen siehe STROH (1974) und ULRICHS (1981). Auch in der *EAB*, EB 46, sind zu dieser Problematik detaillierte Empfehlungen enthalten, die besonders auf eine Verformungsreduzierung bei mehrfach verankerten Baugrubenwänden ausgerichtet sind. Dabei können die Verformungen reduziert werden, wenn z. B. die Anker verlängert, sowie gleichzeitig gestaffelt und gespreizt werden, um insgesamt eine Vergleichmäßigung bei der Krafteinleitung in den Verankerungsbereich zu erzielen.

In dem vorliegenden Beitrag werden zunächst im folgenden Abschnitt zwei Schadensfälle zum Thema behandelt, die in den 70-er Jahren eingetreten sind und vom erstgenannten Verfasser als junger Ingenieur zu beurteilen waren. Hauptteil des Beitrages sollen aber die in Abschnitt 3 beschriebenen und analysierten Schäden an einer neueren mehrfach rückverankerten Trägerbohlwandbaugrube sein, die trotz zwischenzeitlich vorhandenen Kenntnissen und den Regelungen der *EAB* über Verformungen an rückverankerten tieferen Baugruben eingetreten sind. Dazu werden auch weitergehende numerische Berechnungsergebnisse behandelt.

2 Ältere Schadensfälle bei mehrfach rückverankerten Wänden

2.1 Rückverankerte Stabverpreßfahlwand

Im Zusammenhang mit der Unterfahrung eines nichtunterkellerten fünfgeschossigen Gebäudes wurden die Wände über ein Flächentragwerk aus Stichträgern, Streichbalken und vorgespannten Hauptträgern außerhalb der Gebäudes in der späteren Baugrube auf Bohrpfehlen und innerhalb des Gebäudes auf einer Stabverpreßfahlwand, die gleichzeitig als rückverankerte Baugrubenwand dient, abgefangen. Bild 1 zeigt dazu eine Draufsicht sowie die aus den gemessenen Setzungen interpolierten Linien gleicher Setzungen nach Lastübertragung auf die Abfangekonstruktion sowie nach dem Baugrubenaushub. Die Baugrubentiefe beträgt etwa 12m.

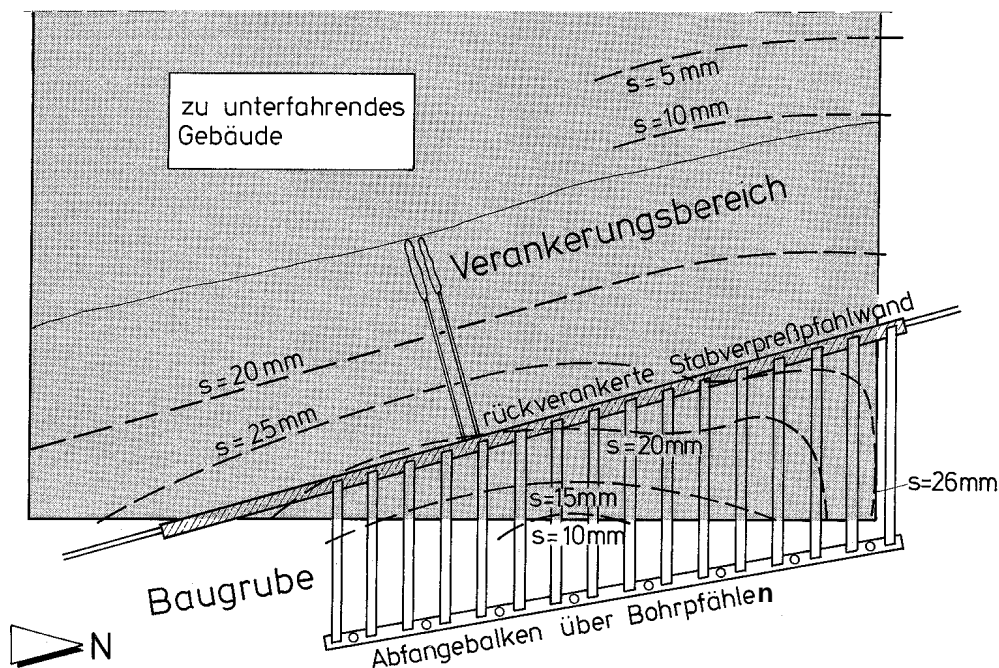


Bild 1: Schematische Darstellung der Abfangekonstruktion und Linien gleicher Setzung nach der Lastumlagerung sowie dem Baugrubenaushub

Der Berechnung und Konstruktion der Teilabfangung des Gebäudes sowie der Baugrubenausbildung wurden die zum damaligen Zeitpunkt der Bauausführung gültigen „anerkannten Regeln der Bautechnik“ zugrunde gelegt. Um die Horizontalverschiebungen der Baugrubenwand klein zu halten, wurde darüber hinaus als Berechnungsgrundlagen folgendes festgelegt:

- Ansatz eines erhöhten aktiven Erddruckes ($50\% E_a$ und $50\% E_0$),
- Einhaltung einer zweifachen Sicherheit bei der Berechnung des Erdwiderstandes vor der Baugrubenwand,
- Verlängerung der Verpreßanker auf mindestens das 1,2fache der Baugrubentiefe.

Insgesamt hat die als Sondervorschlag durchgeführte Maßnahme dennoch zu erheblichen Schäden im Gebäude geführt. Die Ursachen der Schadensentwicklung sind nachfolgend zusammenfassend für die einzelnen Bauphasen erläutert:

- a) *Phase I:* Herstellung der Bohr- und Stabverpreßpfähle;
maximale Setzungen an der NO-Gebäudeecke: $s = 14 \text{ mm}$
- b) *Phase II:* Abfangkonstruktion fertiggestellt vor Lastübertragung auf die Unterfangung;
maximale Setzungen an der NO-Gebäudeecke: $s = 19 \text{ mm}$
- c) *Phase III:* Lastübertragung abgeschlossen vor dem Baugrubenaushub;
maximale Setzungen an der NO-Gebäudeecke: $s = 12 \text{ mm}$

Bis zu diesem Zustand ist das Gebäude in eine Sattellage geraten und es sind erste Risse in den Mauerwänden eingetreten, die gut mit den Schadenskriterien von BURLAND et al. (1977), SOMMER (1978) übereinstimmen.

Für die nachfolgenden Phasen IV bis VII kommt es zu einer Verformungsänderung, ausgelöst durch die Bewegungen im Bereich der rückverankerten Stabverpreßwand, mit der Umkehr von der Sattellage in eine Gebäudemuldenlage:

- d) *Phase IV:* Baugrubenaushub zur Hälfte fertiggestellt;
maximale Setzungen an der NO-Gebäudeecke: $s = 9 \text{ mm}$
- e) *Phase V:* Baugrubenaushub abgeschlossen;
maximale Setzungen an der NO-Gebäudeecke: $s = 14 \text{ mm}$
und über der Stabverpreßpfahlwand $s = 16 \text{ mm}$
- f) *Phase VI und VII:* Zwischenzustände der Tunnelherstellung und Wiederverfüllung;
Setzungenentwicklung unter dem Gebäude siehe Bild 1.

Hervorzuheben ist, daß sich die Setzungen unter dem Gebäude gemäß Bild 1 bis in eine Entfernung von etwa der zweifachen Baugrubentiefe von der Baugrubenwand erstreckt hat. Bild 2 zeigt im Querschnitt die letztlich eingetretene Situation.

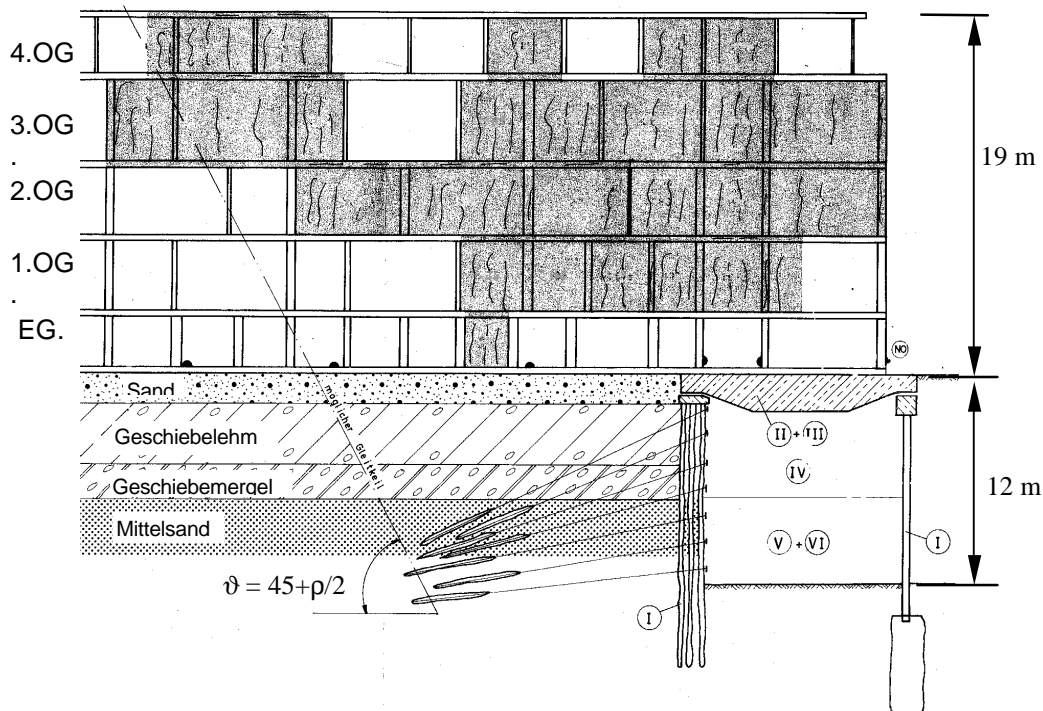


Bild 2: Querschnitt durch die Baugrube mit Risseverlauf im Gebäude nach der Phase VII

Aus der Interpretation der einzelnen schadenserzeugenden Einflüsse läßt sich zusammenfassend folgendes ableiten:

Im Zeitraum der Herstellung der Abfangkonstruktion und der Lastübertragung hat sich an der Nordostecke des Gebäudes ein Setzungszentrum von $s = 19$ mm eingestellt. Während der Lastübertragung gelingt es, die Setzungen mittels hydraulischer Pressen großflächig auf etwa die Hälfte der Maximalbeträge zu reduzieren. Die Ursache der aufgetretenen Maximalsetzungen sind in einer Nachverdichtung der oberen Sandschicht infolge Rammerschütterungen sowie Setzungen bei der Bohrpfahlherstellung zu vermuten.

Die im nachfolgenden Zeitraum des Baugrubenaushubs und der Ankerherstellung sich einstellenden Setzungen unter dem Gebäude führen dann zu den Hauptschäden und ergeben sich ursächlich wie folgt:

- Mit zunehmender Aushubtiefe erfolgt eine Umlagerung im äußeren Tragverhalten der Stabverpreßpfähle dahingehend, daß die Mantelreibung an der Innenseite der Pfahlwand durch den Bodenaushub entfällt. Dadurch kann es zu einer höheren Auslastung des Pfahlspitzendruckes und der Mantelreibung und damit zu Zusatzsetzungen kommen.
- Infolge der in Abschnitt 1 beschriebenen Horizontalverschiebung des verankerten Bodenblocks mit einer nach STROH (1974) bzw. ULRICHS (1981) abgeschätzten Größenordnung von 20 mm kommt es verstärkt zu einer zusätzlichen Zerrung im Gebäude. Zum anderen kann sich hinter dem Verankerungsblock infolge der Horizontalverschiebung ein aktiver Gleitkeil einstellen, der sich wie in Bild 2 zu erkennen auf das Gebäude überträgt.

Die Größenordnungen der Verformungen mit bis zu ca. 25 mm liegen insgesamt für vergleichbare Maßnahmen im Rahmen der Erwartungen. Im vorliegenden Fall geht aber der Bewegungsvorgang des Gebäudes von einer Sattellage (vor Baugrubenaushub), die bereits zu ersten Schäden geführt hat, über in eine Muldenlage und wird dabei stärker beansprucht, als bei einer Muldenlage, die von einer ebenen Gebäudeunterfläche ausgeht.

2.2 Verankerte Schlitzwände in Deckelbauweise

Für einen Verkehrstunnel war eine etwa 23 m tiefe Baugrube herzustellen. Dabei war bis etwa Baugrubensohle mitteldicht bis dicht gelagerter rheinischer Kiessand vorhanden, der aus mehr oder weniger dicht aufeinander folgenden Schichten von reinem Kies und Sand gebändert auftrat. Unterhalb der Baugrubensohle stehen tertiäre Tone und Schluffe in steifer bis halbfester Konsistenz an. Der Grundwasserstand lag etwa in Höhe der halben Baugrubentiefe. In unmittelbarer Nähe zu den Baugrubenwänden waren mehrgeschossige Gebäude vorhanden.

Zur Ausführung kamen:

- a) *Bereich 1:* Schlitzwanddeckelbauweise mit 4 Ankerlagen und einer Sohlaussteifung unterhalb der Baugrubensohle, siehe Bild 3.
- b) *Bereich 2:* Deckelbauweise mit 2 Steifenlagen und 1 Ankerlage ohne Sohlbalken.
- c) *Bereich 3:* Offene Bauweise mit 4 bzw. 5 Steifenlagen ohne Sohlbalken.

Als Berechnungsgrundlagen der Baugrubenwände wurden die Empfehlungen der EAB vorgeschrieben und darüber hinausgehend für das Fußauflager der Schlitzwände eine Sicherheit $\eta = 2,0$ gegenüber dem Grenzwert des Erdwiderstandes angesetzt. Die gewählte Ausführungsform kann als verformungsarm eingestuft werden

Im Zuge der Baugrubenherstellung sind eine große Anzahl von Setzungsschäden an den Gebäuden in der Nähe der Baugrube eingetreten. Verstärkte Setzungsschäden zeigten sich im o. g. Bereich 1 besonders an der dicht an die Baugrubenwand heranreichenden Bebauung. Die maximalen Gebäudesetzungen betragen rd.

$$s = 75 \text{ mm}$$

Bild 3 zeigt beispielhaft in einem ungünstigen Schnitt die gemessene Gebäude- und Geländesetzungen sowie Horizontalverschiebungen der Baugrubenwände.

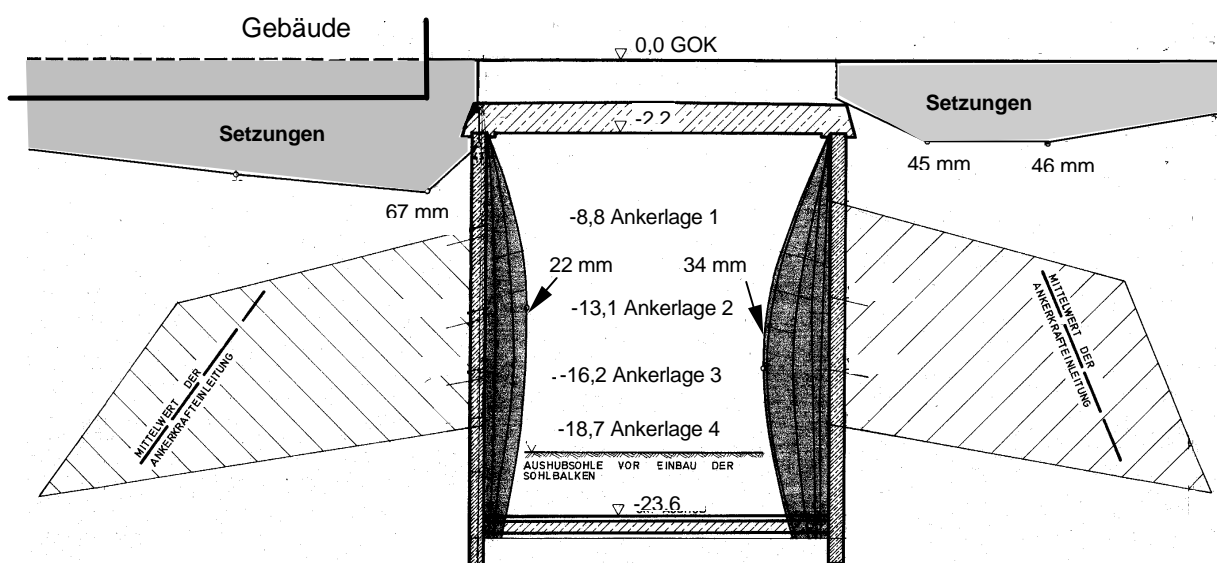


Bild 3: Gemessene Gebäude- und Geländesetzungen sowie Horizontalverschiebungen der Baugrubenwände im Bereich 1

Die Ankerlängen waren etwa um eine Verpreßkörperlänge gestaffelt.

Da für die Bereiche 2 und 3 durchgängig nur etwa 10 bis 20 % der Setzungen neben den Baugrubenwänden gegenüber dem rückverankerten Bereich 1 eingetreten sind, kann der Rückverankerung ein wesentlicher Schadensbeitrag zugeordnet werden. Einflüsse können einerseits die Ankerherstellung und andererseits die in Abschnitt 1 beschriebenen Zusammenhänge („Fangedammeffekt“) sein.

Aus den Setzungsmessungen vor und nach der Herstellung der jeweiligen Ankerlage ergeben sich in der Summe im vorliegenden Fall nur etwa 10 bis 15 % der Setzungen aus dem Einfluß Ankerherstellung.

Demgegenüber lassen sich aus dem „Fangedammeffekt“ und hier besonders aus dem Einfluß der horizontalen Wandverschiebung infolge Entlastung aus Bodenaushub nach den in STROH (1974) und ULRICHS (1981) dargestellten Näherungsverfahren, je nach eingesetzten Steife-

moduln, rechnerische Gesamtverformungen der Baugrubenwände für den Endaushubzustand von

$$u_r = 17 \text{ bis } 44 \text{ mm}$$

abschätzen. Diese Werte korrespondieren in etwa mit den gemessenen Wandverformungen am Fuß in einer Größenordnung zwischen

$$u_m = 10 \text{ bis } 20 \text{ mm.}$$

Die maximalen Baugrubenwandverschiebungen wurden unter Berücksichtigung der Durchbiegung etwa in halber Wandhöhe mit

$$u_m = 16 \text{ bis } 34 \text{ mm}$$

gemessen.

Die gemessenen Werte beziehen sich auf die unverschieblich angenommenen Schlitzwandköpfe, die allerdings infolge von Schwinden und Kriechen des Deckels noch geringe Verformungen in die Baugrube hinein machen können. Insofern liegen die wirklich eingetretenen noch geringfügig über den gemessenen Absolutverschiebungen.

Bemerkenswert sind die Umstände, daß im vorliegenden Fall die Setzungsmaxima gemäß Bild 3 in der Nähe der Baugrubenwand und nicht hinter der Verpreßkörperstrecke der Anker eingetreten sind. Des weiteren wurde das Verhältnis aus Setzungen zu Horizontalverschiebungen deutlich größer „1“ gemessen.

3 Neuerer Schadensfall mit einer rückverankerten Trägerbohlwand

3.1 Baugrundverhältnisse

Die Baugrundverhältnisse wurden durch mehrere Kernbohrungen, schwere Rammsondierungen sowie Grundwasserpegel erkundet.

Nach Auffüllungen von ca. 3 m Mächtigkeit steht ein Auelehm an, der mit der Tiefe in einen umgelagerten Geschiebelehm und weiter in einen sehr dicht gelagerten Geschiebemergel übergeht. Die Auffüllungen bestehen im oberen Bereich weitgehend aus schotterartigen Ablagerungen, im unteren Bereich dagegen aus kiesigen bis lehmigen Material.

Die Auffüllungen werden durch einen Auelehm geringerer Mächtigkeit von ca. 1,5 m unterlagert, der in vorwiegend halbfester bis steifer Konsistenz ansteht und als leichtplastischer toniger, schwach sandiger, teilweise schwach kiesiger Schluff angesprochen werden kann. In der Zusammensetzung weist der Auelehm große Ähnlichkeit zu der darunterliegenden Schicht aus umgelagertem Geschiebelehm auf.

Der Geschiebelehm steht in Mächtigkeit von ca. 8,5 - 9,0 m an und ist von überwiegend weicher bis steifer, in dünnen Lagen auch breiiger Konsistenz bei einem mittleren Wassergehalt von 13,4 %. Ein relativ hohe Wichte von 21 bis 23 kN/m³ resultiert aus dem Kiesanteil des Materials.

Unterhalb dieser sehr mächtigen Schicht wurde bei den Kernbohrungen ein Geschiebemergel bzw. -lehm von halbfester Konsistenz festgestellt, wobei anhand des hohen Bohrwiderstands auf eine sehr dichte Lagerung geschlossen wurde. Von der Kornverteilung ist das Material als schwach kiesiger, sandiger, toniger Schluff anzusprechen. Die Schichtenfolge ist in Bild 5 dargestellt.

Zur Klärung der hydrologischen Verhältnisse wurden zahlreiche Flach- und Tiefpegel ausgeführt. Neben dem Grundwasser in den oberen Schichten, im folgenden als ‘oberes Grundwasserstockwerk’ bezeichnet, ist weiterhin ein ‘unteres Grundwasserstockwerk’ vorhanden. Bei der Beobachtung der Wasserstände wurden je nach Jahreszeit und bei größeren Niederschlägen Schwankungen der Wasserspiegellagen festgestellt. Für das untere Grundwasserstockwerk konnte innerhalb eines langen Beobachtungszeitraumes dennoch ein abgesicherter Bemessungswasserstand von ca. 7,0 m unter der Geländeoberkante festgelegt werden. Der Wasserspiegel des oberen Grundwasserstockwerks unterliegt im Vergleich aber noch größeren Schwankungen, anhand der Beobachtungen wurde für die Berechnungen ein Mittelwert von 2,40 m unter GOK angenommen.

Die Bodenkenngrößen wurden anhand der vorliegenden Unterlagen und Triaxialversuchen an ungestörten Proben wie folgt festgelegt. Um einen Überblick über die Verformbarkeit der einzelnen Schichten zu ermöglichen, wurden in der nachfolgenden Tabelle Wertebereiche (für die Steifemoduln angegeben, in welchen die Steifemoduln der verschiedenen Schichten, je nach Spannungsniveau, einzuordnen sind).

Tabelle 1: Bodenkenngrößen der ausgewiesenen Schichten

Bodenschicht	Tiefe unter GOK ca. [m]	γ [kN/m ²]	φ' [°]	c' [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]
Auffüllung	0 - 3	20	25	0	5 - 10
Auelehm	3 - 4,5	22	25	5	5 - 10
umgel. Geschiebelehm	4,5 - 13,5	22	27,5	5	8 - 15
Geschiebemergel	ab 13,5	23	27,5	30	30 - 40

In den später dokumentierten Berechnungen nach der Methode der finiten Elemente wurde neben dem üblichen elastoplastischen Stoffgesetz von Mohr-Coulomb auch ein modifiziertes Stoffgesetz des Duncan-Chang Typs verwendet. Die für die verschiedenen Berechnungen verwendeten Rechenwerte sind in Abschnitt 3.3.2 dokumentiert.

3.2 Baugrube und Verbau

Zur Erstellung eines neuen Gebäudes im Frühjahr 1994 wurde in den beschriebenen Baugrund eine Baugrube von ca. 90 m Länge und 32 m Breite geplant. Die Baugrube befindet sich nicht unmittelbar an Nachbargebäude anschließend, sondern ist von diesen durch eine Straße samt Gehweg getrennt. Der mittlere Abstand der Baugrubenwand zu den Gebäude-Frontseiten betrug etwa 18 m. Die Baugrubensituation ist im Grundriß in Bild 4 dargestellt.

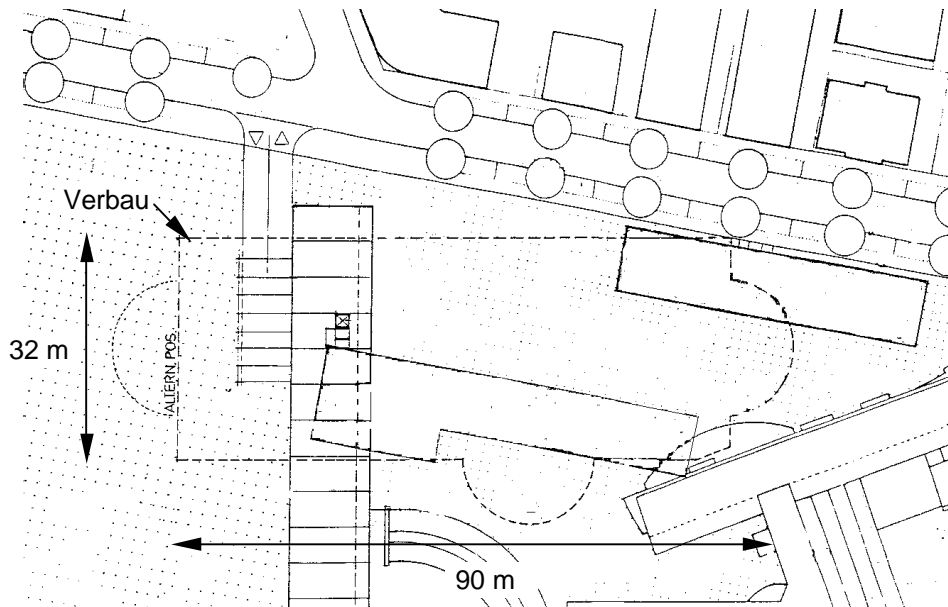


Bild 4: Geplante Baugrubensituation

Die erforderliche Tiefe der Baugrube betrug 15 m, als Baugrubenumschließung wurde ein holzausgefachter Bohlträgerverbau geplant, wobei zur Abtragung der Vertikallasten aus den Verbauträgern eine Mindesteinbindetiefe von 3 m unter die Aushubsohle in den Geschiebemergel vorgesehen wurde.

In einer Vorberechnung für die Ausschreibung und die Kalkulation wurde ein 7-fach rückverankertes Tragsystem bei einer Einbindetiefe der Bohlträger von 6 m und einem Achsabstand von 1,5 m gewählt. In der Ausführungsplanung wurde dagegen die Baugrubenwand als ein 5-fach rückverankertes Tragsystem bei einer Einbindetiefe der Bohlträger von 4,5 m und einem Achsabstand von 2,75 m geplant. Die Abänderung des Systems war durch eine deutliche Abweichung der Belastungsgrößen in der statischen Berechnung der Ausführungsplanung bedingt. Einerseits wurde entgegen der Vorberechnung nicht mit dem erhöhten aktiven Erddruck sondern mit dem aktiven Erddruck gerechnet. Andererseits wurde, aufgrund mangelnder Angaben in der Ausschreibung hinsichtlich der Bemessungswasserstände, in der Vorplanung nur das untere Grundwasserstockwerk berücksichtigt, in der Ausführungsplanung wurde ein Grundwasserstand in Höhe der Baugrubensohle angesetzt.

Da schon während der ersten Aushubphasen Schäden auftraten, wurde das geplante Verbausystem zum Zweck der Schadensminimierung während der Ausführung verändert, indem in

der Höhe zwischen der zweiten und dritten sowie statt der vorgesehenen fünften zwei weitere Ankerlagen eingebracht wurden. Das letztlich 7-fach rückverankerte ausgeführte System ist in Bild 5 dargestellt.

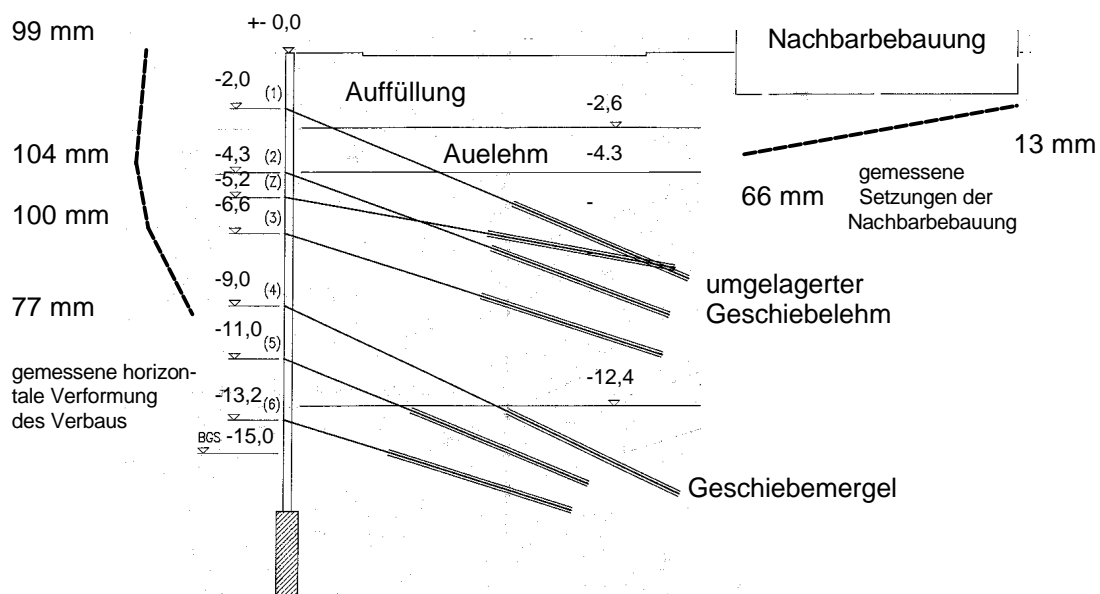


Bild 5: Ausgeführter Verbau und Verformungen

3.3 Aufgetretene Schäden und Schadensverlauf

Unmittelbar nach dem ersten Aushub traten erste Schäden infolge Verformungen des Verbaus auf, was auf eine zu tiefe Aushubsohle zurückgeführt wurde. Insgesamt war das Schadensausmaß zu diesem Zeitpunkt jedoch noch gering; lediglich entlang des Bordsteins in der Straße nördlich der Baugrube wurden Risse festgestellt.

Nach dem Spannen der ersten Ankerlage wurden leichte Setzungsschäden auch an der nördlichen Nachbarbebauung festgestellt. Um die Verformungen zu beobachten wurden ab diesem Zeitpunkt Höhenmessungen an Punkten im Bereich der Nachbarbebauung und -straße, sowie horizontale Verformungsmessungen an den relevanten Verbauträgern vorgenommen.

Nach dem Spannen der dritten Ankerlage bei einer Aushubtiefe von etwa 7 m unter GOK wurden dann weit ausgedehnte Schäden in Form von deutlichen Setzungen der Straße sowie des Gehwegs festgestellt. Die Schäden waren des weiteren als Abrisse im Asphalt an Übergängen, wie Bordsteinkante, sowie an der Grenze zu den Gebäuden erkennbar. An den Gebäuden waren Lichtschächte und Treppenzugänge abgerissen. Ein Überblick über die aufgetretenen Schäden zu diesem Zeitpunkt ist im Grundriß in Bild 6 dargestellt.

Nach dem Spannen der vierten Ankerlage vergrößerten sich diese nochmals erheblich. Zu diesem Zeitpunkt wurde zunächst eine Einstellung der Arbeiten verfügt. Um die Schäden bei weiterer Herstellung zu minimieren wurden nachfolgend die zusätzlichen Ankerlagen vorgesehen.

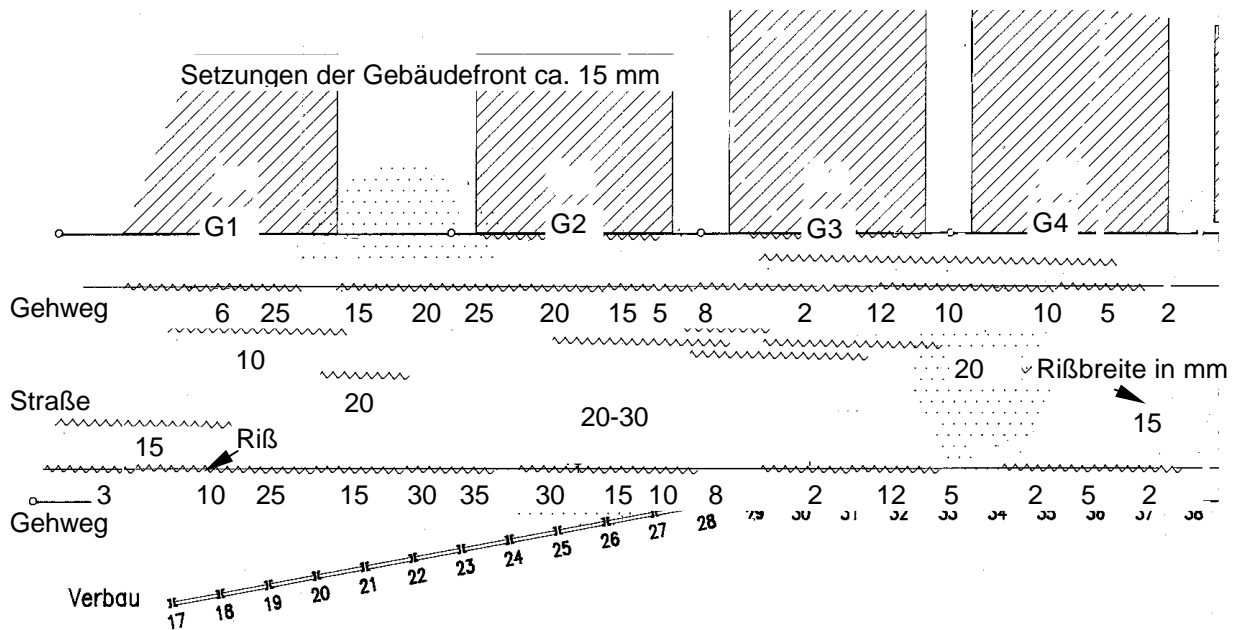


Bild 6: Schäden (Risse) im Grundriß bei einer Aushubtiefe von ca. 7,0 m

Nach Beendigung des Aushubes bis auf die planmäßige Sohle wurden letztlich maximale Setzungen der Straßenoberfläche von 14,3 cm gemessen. An den Bohlträgern wurden Mittelwerte der Horizontalverformungen von 9,9 cm an den Trägerköpfen und Setzungen von 4 bis 8 cm gemessen. Beim Gebäude G2 wurden hierbei maximale Endsetzungen von 6,6 cm an der vorderen (zur Baugrube orientierten) Gebäudefront und 1,1 cm an der hinteren Gebäudefront gemessen. Die gemessenen Endverformungen und Endsetzungen des Nachbargebäudes G2 sind in Bild 5, die bei den jeweiligen Aushubtiefen gemessenen Horizontalverformungen der Verbauwand sind in Bild 7 dargestellt.

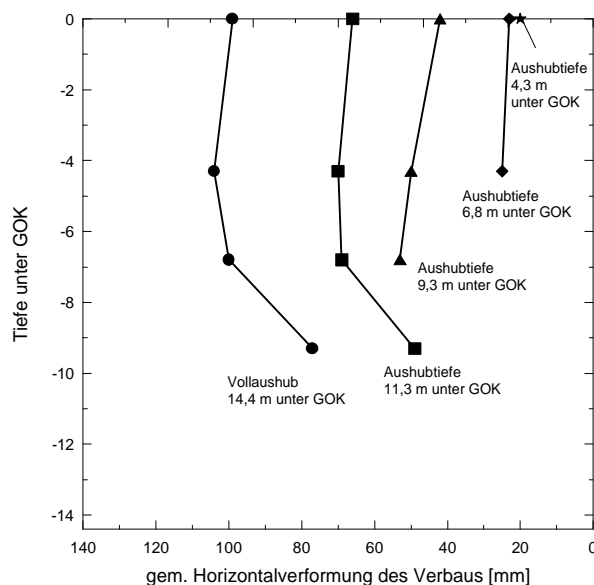


Bild 7: Gemessene Horizontalverformungen des Verbaus

3.3 Rechnerische Analyse

3.3.1 Analytische Verformungsabschätzung der Verbauwand

Nachfolgend werden analytische Untersuchungen zu den horizontalen Bewegungen des Boden-Anker-Wand-Systems (Fangedamm) durchgeführt. Angewendet wird hierbei ein modifiziertes Verfahren auf der Grundlage der Verfahren von NENDZA/KLEIN (1974), STROH (1974) und ULRICHS (1981). Die wesentlichen horizontalen Verformungen des Fangedamms setzen sich danach aus folgenden Anteilen zusammen.

a) Horizontale Verformungen des Fangedamms infolge Baugrubenaushub

Die Entlastung durch den Bodenaushub bewirkt eine Spannungsänderung im Boden in horizontaler (σ_x) und vertikaler (σ_y) Richtung unterhalb der Aushubsohle. Dabei hat die horizontale Spannungsänderung eine ebenfalls horizontale Verformung zur Folge. Infolge der Zusammendrückbarkeit des Baugrundes zwischen der Verbauwand und der Baugrubenmitte läßt sich diese Wandverschiebung näherungsweise für bindige Böden wie folgt berechnen.

$$s = 0,15 \frac{\gamma \cdot H \cdot B}{E_E}$$

γ = gemittelte Wichte des Bodens

H = Wandhöhe

B = Breite der Baugrube

E_E = gemittelter Entlastungsmodul des Bodens unterhalb der Baugrubensohle

(hier $E_E \approx 5 \cdot E_s$)

b) Horizontale Verformungen infolge Schub unter dem Fangedamm

Um diesen Einfluß rechnerisch zu erfassen, wird auf das Verfahren der Spannungsermittlung unter waagerechten Flächenlasten zurückgegriffen.

$$s = (0,4 \text{ bis } 1,2) \cdot \frac{(E_a + W_{\ddot{u}}) \cdot B}{E_E \cdot b}$$

E_a = Aktiver Erddruck

$W_{\ddot{u}}$ = Wasserüberdruck

B = Breite der Baugrube

E_E = gemittelter Entlastungsmodul des Bodens unterhalb der Baugrubensohle

b = Breite des Fangedamms (hier 11 m)

c) Horizontale Verformung infolge Schub im Fangedamm

Für die Verschiebung des zusammengespannten Bodenkörpers ist i.d.R. die Schubverformung maßgebend. Diese ist abhängig von der Breite b des Fangedammes.

$$s_K = \frac{q \cdot H^2}{6 \cdot G_E \cdot b}$$

q = Aktive Erddruckordinate und Wasserdruckordinate in Höhe BGS

H = Wandhöhe

$G_E = \text{Schubmodul} \approx E_{E2}/(2(1+\nu))$

$E_{E2} =$ über die Höhe des Fangedamms gemittelter Entlastungs E-modul des Bodens

b = Breite des Fangedamms (hier 11 m)

d) Horizontale Verformung infolge Biegung im Fangedamm

Zur Ermittlung der Biegeverformung wird der Fangedamm als Kragträger idealisiert und mit der Einspannstelle in Höhe der Baugrubensohle sowie der Schubverformung überlagert.

$$s_K = \frac{q \cdot H^4}{30 \cdot E_{E2} \cdot I}$$

q = Aktive Erddruckordinate und Wasserdruckordinate in Höhe BGS

H = Wandhöhe

$E_{E2} =$ über die Höhe des Fangedamms gemittelter Entlastungs E-modul des Bodens

I = Trägheitsmoment des Fangedamms ($I = b^3/12$)

e) sonstige Einflüsse

Die vorstehenden Anteile ergeben i.d.R. die maßgeblichen Verformungen, geringere Verformungsanteile am Wandkopf können sich noch aus der Vorspannung der Anker, den Ankerdehnungen und der Durchbiegung der Wand, dem Abbau des Erdruehdrukkes, der inneren Beanspruchung des Bodenblocks durch die Anker und Verkantung des Bodenblocks ergeben.

$$s_K = \frac{H}{2000} + \frac{K_o - K_v}{K_o - K_a} \quad \text{Abbau des Erdruehdrukkes}$$

$$s_K = -\frac{M \cdot t_{\text{Anker}}^2}{3,6 \cdot E_s \cdot I} \quad \text{Innere Beanspruchung durch Ankerung}$$

$K_o =$ Erddruckbeiwert für Erdruehdruk

$K_v =$ Erddruckbeiwert aufgrund der Vorspannung der Anker

$K_a =$ Erddruckbeiwert für aktiven Erddruk

M = Moment infolge Anker ($M = A_h \cdot l_A \cdot \sin \alpha$)

Die Verformungen am Kopf der Baugrubenwand ergeben sich aus der Summe der Anteile a) bis e). Die Verformungsanteile a) und b) treten ebenfalls am Wandfuß in Höhe der Baugrubensohle auf. Am Wandfuß können dazu noch Verformungen infolge des Wasserdrucks unterhalb der Basugrubensohle auftreten.

Da die zwei verschiedenen Grundwasserstockwerke rechnerisch nicht erfaßt werden können, wurde die Berechnung in zwei Grenzbetrachtungen unterteilt. In einer Grenzbetrachtung wurde davon ausgegangen, daß kein Wasserüberdruck wirksam wird, d.h. der Wasserspiegel in Höhe der Baugrubensohle liegt. In der zweiten Grenzbetrachtung wird dagegen der Wasserstand in einer Höhe von 2,4 m unterhalb der Geländeoberkante angenommen, was dem Wasserspiegel des oberen Grundwasserstockwerkes entspricht.

a) Verformungsanteil s_1 aus Entlastung der Baugrube

$$\gamma = 21,7 \text{ kN/m}^2 \text{ (gemittelt); } H = 14,4 \text{ m; } B = 32 \text{ m; } E_s = 35 \text{ MN/m}^2 \text{ (gemittelt);}$$
$$E_E = 5 \cdot E_s = 175 \text{ MN/m}^2$$

$$s_1 = 0,15 \cdot [(21,7 \cdot 14,4 \cdot 32) / 175] = 8,6 \text{ mm}$$

b) Verformungsanteil s_2 aus Schub im Fangedamm:

$$E_a = 727 \text{ kN/m (mit gesättigter Wichte); } W_{\ddot{u}} = 720 \text{ kN/m (2,4 m u.GOK); } b = 11 \text{ m}$$

$$s_2 = 0,4 \cdot [(727+0) \cdot 32 / (175 \cdot 11)] = 4,8 \text{ mm} \quad \text{(ohne Wasser)}$$

$$s_2 = 0,4 \cdot [(727+720) \cdot 32 / (175 \cdot 11)] = 9,6 \text{ mm} \quad \text{(mit Wasser)}$$

c) Verformungsanteil s_3 aus Schub im Fangedamm

$$e_a = 101 \text{ kN/m}^2; w_{\ddot{u}} = 120 \text{ kN/m}^2; E_s = 12 \text{ MN/m}^2 \text{ (gemittelt)} \Rightarrow E_E = 5 \cdot E_s = 60 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{E2} = (1-\nu-2\nu^2)/(1-\nu) \cdot E_E = 40 \text{ MN/m}^2 \text{ (mit } \nu = 0,33) \Rightarrow G = E/(2 \cdot (1+\nu)) = 15 \text{ MN/m}^2$$

$$s_3 = (101+0) \cdot 14,4^2 / (6 \cdot 15 \cdot 11) = 21,2 \text{ mm} \quad \text{(ohne Wasser)}$$

$$s_3 = (101+120) \cdot 14,4^2 / (6 \cdot 15 \cdot 11) = 46,3 \text{ mm} \quad \text{(mit Wasser)}$$

d) Verformungsanteil aus Biegung im Fangedamm

$$I = b^3/12 = 11^3/12 = 111 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$s_4 = (101+0) \cdot 14,4^4 / (30 \cdot 40 \cdot 111) = 32,6 \text{ mm} \quad \text{(ohne Wasser)}$$

$$s_4 = (101+120) \cdot 14,4^4 / (30 \cdot 40 \cdot 111) = 71,3 \text{ mm} \quad \text{(ohne Wasser)}$$

Sonstige Verformungsanteile können vernachlässigt werden.

Horizontale Gesamtverformung am Wandkopf:

$$s = 8,6 + 4,8 + 21,2 + 32,6 = 67,2 \text{ mm} \quad \text{(ohne Wasser)}$$

$$s = 8,6 + 9,6 + 46,3 + 71,3 = 135,8 \text{ mm} \quad \text{(mit Wasser)}$$

Horizontale Gesamtverformung am Wandfuß (BGS):

$$s = 8,6 + 4,8 = 13,4 \text{ mm} \quad \text{(ohne Wasser)}$$

$$s = 8,6 + 9,6 = 18,2 \text{ mm} \quad \text{(mit Wasser)}$$

3.3.2 Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente (FEM)

Aus den vorstehenden Darstellungen geht hervor, daß mit der herkömmlichen Verbauberechnung einerseits zwar die Standsicherheit der Baugrubenkonstruktion hinreichend untersucht werden kann. Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit, maßgebend für die Schäden, liegen nur die beschriebenen groben Abschätzungsverfahren vor.

	$\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right]$	$[\circ]$	$\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right]$	$[\circ]$	$\left[\frac{\text{MN}}{\text{m}^2}\right]$	$[-]$	$\left[\frac{\text{MN}}{\text{m}^2}\right]$	$[-]$	$[-]$	ref* $\left[\frac{\text{MN}}{\text{m}^2}\right]$	$[-]$
Auffüllung	20	25	0	0	7	0,33	5,3	1	0,25	21	0,9
Auelehm	22	25	5	0	7	0,33	5,3	1	0,25	21	0,9
Geschiebelehm	22	27,5	5	0	8-15	0,33	8,0	1	0,25	32	0,9
Geschiebemergel	23	27,5	30	0	40	0,33	30	1	0,25	120	0,9

* Index_{ur} bezeichnet einen Ent-/Wiederbelastungsparameter

Da bei dem Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb ein Entlastungsvorgang (höhere Steifigkeit) nicht modelliert werden kann, wurde vor der Baugrubenwand ein mittlerer, um den Faktor 5 erhöhter, Schubmodul G_E eingeführt. Als Querdehnzahl wurde hierfür $\nu = 0,1$ angesetzt. Dieser Ansatz entspricht Erfahrungen aus Berechnungen von anderen Baugruben in weichen bis steifen bindigen Böden.

Die Berücksichtigung einer Ankervorspannung ist bei dem verwendeten Programmsystem nicht möglich. Damit besteht die Gefahr, daß die berechneten Wandverformungen aufgrund der sich einstellenden elastischen Ankerstahldehnungen, die in Wirklichkeit durch die Vorspannung zum größten Teil vorweggenommen werden, zu groß sind. Diese Berechnungsunschärfe wurde so umgangen, daß die Längssteifigkeit der eingebauten und festgelegten Anker rechnerisch-fiktiv um den Faktor 10 erhöht wurde. Als hinterer Festlegungspunkt der Anker wurde die Mitte der Verpreßstrecke angenommen.

Die Verbauwand wurde entsprechend SCHWEIGER/FREISEDER (1997) durch ein Beam-Element verbunden mit Interface-Ketten abgebildet. Die Verbausteifigkeit wurde in eine fiktive durchgehende Wandsteifigkeit umgerechnet. Als Wandreibungswinkel wurde $2/3 \phi'$ angesetzt.

Die Berechnung wurde analog dem tatsächlichen Bauablauf (Aushub bis jeweils unter die Ankerlage) vorgenommen. Nach der Herstellung der fünften Ankerlage wurde eine Wiederauffüllung zur nachfolgenden Herstellung der zusätzlichen dritten Ankerlage berücksichtigt.

Das verformte Finite-Element Netz nach Berechnung des Vollaushubs ist in Bild 9 dargestellt.

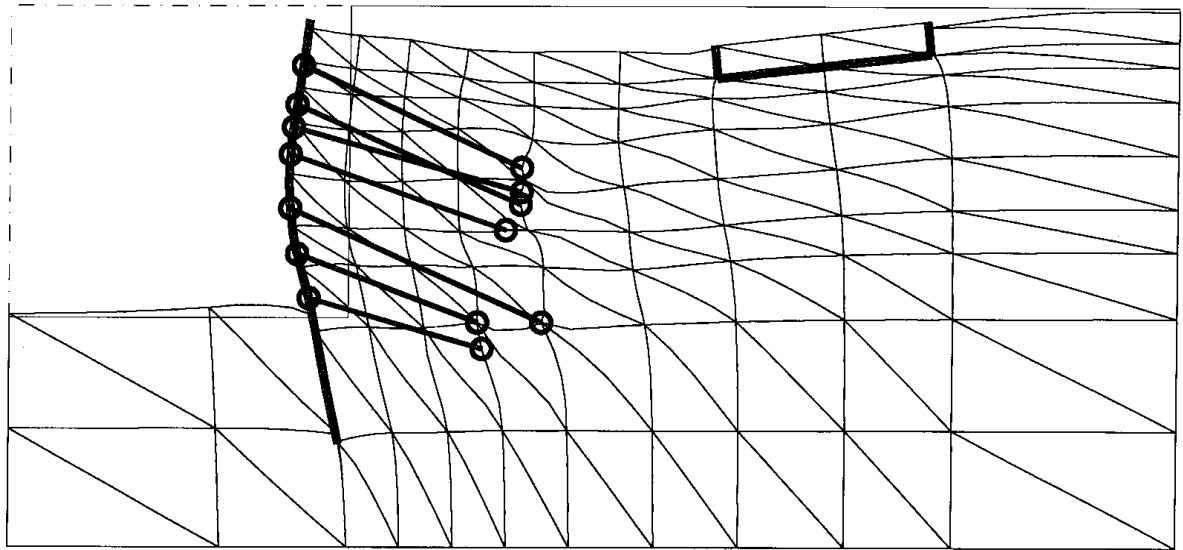


Bild 9: Verformtes Finite-Element Netz (nicht maßstäblich)

Die gemessenen und mittels des analytischen Verfahrens, sowie mittels der Finiten-Element-Methode berechneten Verformungen werden im folgenden gegenübergestellt. In den nachfolgenden Diagrammen sind die Ergebnisse für zwei verschiedene Aushubtiefen t dargestellt. Der schraffierte Bereich kennzeichnet die Ergebnisse der analytischen Berechnung. Die ausgewiesenen Setzungen unter der Nachbarbebauung entsprechen den Setzungen der vorderen Gebäudefront (der Baugrube zugewandt) und der hinteren Gebäudefront (der Baugrube abgewandt).

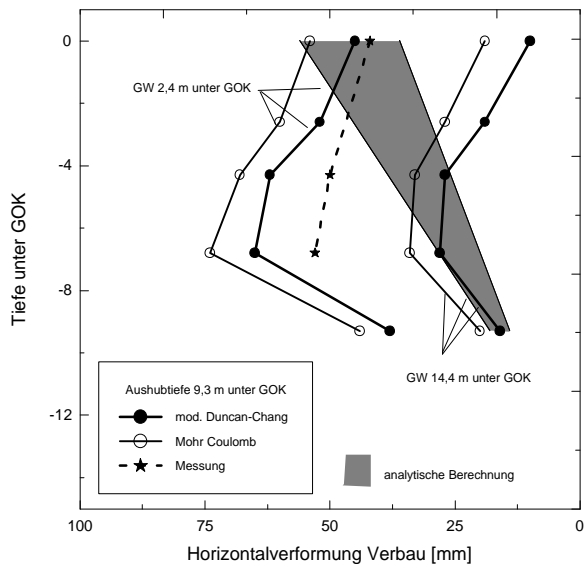


Bild 10: Horizontalverformung; $t = 9,3$ m

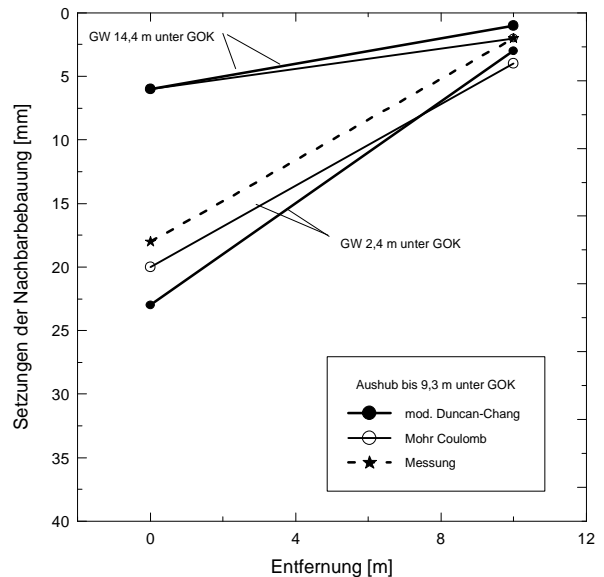


Bild 11: Setzungen; $t = 9,3$ m

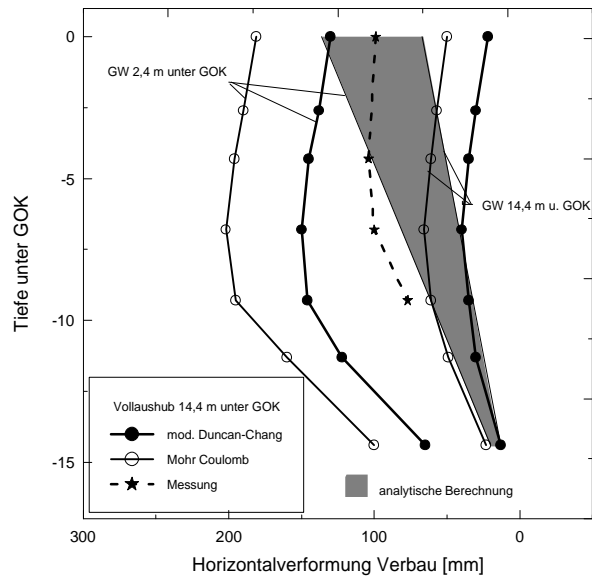


Bild 12: Horizontalverformung; $t = 14,4$ m

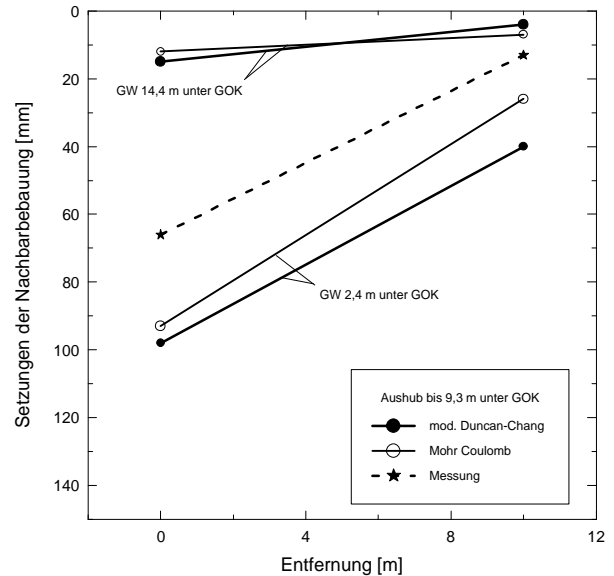


Bild 13: Setzungen; $t = 14,4$ m

Wie zu erwarten liegen die Meßergebnisse zwischen den berechneten Grenzfällen mit einem angenommenen GW-Stand in Baugrubensohle und der Berechnung bei einem angenommenen GW-Stand von 2,4 m unter der Geländeoberkante (entspricht dem oberen Grundwasserstockwerk).

Somit wird deutlich, daß die Größenordnung der horizontalen Verformungen der Baugrubenwand bei Anwendung der vorgestellten Verfahren zufriedenstellend abgeschätzt werden kann. Insgesamt zeigt die analytische Berechnung geringere Wandverformungen, allerdings kann hiermit eine realitätsnahe Verformungsfigur (Ausbauchen) nicht berechnet werden.

Obwohl bei der Berechnung mit dem Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb ein sehr hoher Entlastungsmodul vor der Wand eingeführt wurde, liegen die berechneten Wandverformungen deutlich über denjenigen beim Ansatz des mod. Duncan-Chang Stoffgesetzes. Die berechneten Gebäudesetzungen unterscheiden sich jedoch nicht wesentlich.

Wenn eine realistische Aussage über die Verformung von Verbauwänden gefordert ist, ist daher der Ansatz von höherwertigen Stoffgesetzen zu fordern.

3.4 Schadensminimierung

Bei der Planung des beschriebenen Verbaus wurde eine herkömmliche statische Berechnung der Baugrubenwand durchgeführt. Die eingetretenen Verformungen wurden damit nicht erfaßt. Bei Anwendung der beschriebenen Verformungsbetrachtungen hätte die Größenordnung der Verformungen abgeschätzt und damit eine Prognose über eventuell auftretende Schäden ermöglicht werden können.

In der nachfolgenden Tabelle sind die nach der analytischen Berechnung rechnerisch möglichen Reduzierungen der horizontalen Wandverformungen bei einer schrittweisen Verlängerung

der Verpreßanker um jeweils 3 m für den ungünstigsten Grenzfall (Grundwasser 2,4 m unter GOK) aufgeführt.

Tabelle 3: Verformungen bei einer Verlängerung der Verpreßanker

Wandpunkt	Horizontale Wandverformungen bei einer Ankerverlängerung um			
	l_0 0 m = 100%	$\Delta l = 3$ m	$\Delta l = 6$ m	$\Delta l = 9$ m
Kopf	135 mm	89 mm	70 mm	55 mm
Fuß	18 mm	16 mm	15 mm	14 mm

Bei einer Verlängerung der Anker um 9m und der damit erzielten Reduzierung der Verformungen um 60 % am Wandkopf hätte eine fast vollständige Vermeidung der aufgetretenen Schäden erreicht werden können.

4 Zusammenfassung

Bei tiefen, mehrfach rückverankerten Baugrubenwänden können horizontale Wandverformungen auftreten, die zu Setzungen der Geländeoberfläche führen und sich so auf die angrenzende Bebauung auswirken. Maßgebend sind die Verschiebungen und Verformungen des Erdkörpers, der fangedammartig von der Baugrubenwand und von einer, durch die Einleitungspunkte der Ankerkräfte definierten Fläche eingeschlossen ist.

Die horizontalen Wandverformungen teilen sich der gedachten vertikalen Wandrückseite des Fangedamms mit und können zu erheblichen Gebäudeschäden führen, insbesondere dann, wenn die Bebauung auf dem aktiven Gleitkeil steht. Besonders wenn bei mehrfach rückverankerten Baugruben alle Anker die gleiche Länge aufweisen, ist ein sprunghafter Setzungsverlauf (vergleiche EAB) zu erwarten. Um dieser Gefahr zu begegnen, wird eine konstruktive Staffelung und Spreizung der Anker empfohlen. Liegt eine nahe Nachbarbebauung vor, so sollten die Gründungen der Nachbargebäude möglichst vollständig auf dem Fangedamm (vor dem Verpreßkörper) liegen.

Die maßgeblichen Verschiebungen und Verformungen des Erdkörpers, können allerdings weitgehend zufriedenstellend mittels eines analytischen Näherungsverfahrens oder mittels der Methode der finiten Elemente abgeschätzt werden. Somit kann in der Planungsphase eine Prognose über eventuell eintretende Schäden infolge der beschriebenen Horizontalverformung des Verbaus ermöglicht werden.

5 Literatur

- Burland, J.B./ Broms, B.B./ de Mello, V.F.B (1977):* Behaviour of Foundations and Structures. State-of-the-Art Report. Proc. ICSMFE, Tokio, p. 495-546.
- EAB (1994):* Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“. 3. Auflage . Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- Sommer, H. (1978):* Neuere Erkenntnisse über zulässige Setzungsunterschiede von Bauwerken, Schadenskriterien. Vorträge der Baugrundtagung in Berlin. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, S. 695ff..
- Stroh, D. (1974):* Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Elemente Methode, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, TH Darmstadt, Heft 13.
- Ulrichs, K.R. (1981):* Untersuchungen über das Trag- und Verformungsverhalten verankerter Schlitzwände in rolligen Böden. Die Bautechnik, S. 142ff..
- Nendza, H. / Klein ,K. (1974):* Bodenverformung beim Aushub tiefer Baugruben. Straße Brücke Tunnel 9; S.231.
- Schweiger, H.F. / Freiseder, M. (1997):* Some Comments on Modelling Deep Excavation Problems with Plaxis. Bulletin of the Plaxis Users Assosiation, Delft, No. 4/1997.