

U-Bahn Taipei: geologische und geotechnische Verhältnisse und die Projektierung der Tunnelabschnitte

Autor(en): **Strobl, Bernd**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **110 (1992)**

Heft 40

PDF erstellt am: **28.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-77962>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Literatur

- [1] American Concrete Institute, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318M-83)
- [2] Department of Rapid Transit Systems, Taipei Municipal Government, Civil Engineering Design Manual, Revision 4, July 1988
- [3] *Paulay, Thomas*: Deterministic Design Procedure for Ductile Frames in Seismic Areas, ACI SP-63: Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces, pp 357-381 American Concrete Institute, Detroit, 1980
- [4] *Park, Robert, Paulay, Thomas*: Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, 1975
- [5] *Dowrick, David J.*: Earthquake resistant design for engineers and architects, John Wiley & Sons, New York, 1987

zu bestimmen ist. Im Gegensatz zu einem Hochbau, wo aufgezwungene Trägheitskräfte aufzunehmen sind, muss der Untertagbau eine für das Bemessungserdbeben bestimmte aufgezwungene Deformation aufnehmen. Somit kann für den Untertagbau die aufgezwungene Duktilität im Gegensatz zum Hochbau relativ genau bestimmt werden. Bild 6 zeigt das Prinzip der Bestimmung der erforderlichen Duktilität μ . Da die Duktilitätsbeanspruchung für das MCE somit festlag, konnte die Armierungsausbildung der plastischen Gelenkzonen analytisch bemessen werden statt den zum Teil sehr konservativen konstruktiven Bestimmungen der Norm zu folgen.

Besondere konstruktive Überlegungen

Um die Philosophie des erdbebengerechten Konstruierens zu illustrieren, werden zum Schluss noch einige der vielen Ausbildungsdetails erwähnt.

Rahmenecken

Als besonders empfindliche Zonen galten die Ecken des Stationsquerschnittes. Infolge der Erdbebenbeanspruchung sind in diesen Rahmenecken sowohl öffnende wie auch schliessende Momente zu erwarten. Zudem ist die Wahrscheinlichkeit einer plastischen Gelenkbildung in diesen Zonen gross. Es galt also eine Verbügelung für die Querkkräfte mit einer sauberen Umschnürung des Betons zu kombinieren. Ferner muss in der Ecke die durch die öffnenden Momente entstehende Abplatzungskraft zurückgebunden werden. Um einen möglichst einfachen Armierungsvorgang zu gewährleisten, entschied man sich für eine Anordnung von geschlossenen Bügeln (Bild 7a). Die in vertikaler Richtung verlaufenden Bügel umschnüren immer dieselben Eisen. Sie können somit vorgängig über die Anschlusseisen gestülpt und dann nach dem Verlegen der Eckarmierung gerichtet werden.

Nocken

Da der Nocken wegen Auftriebs einen beträchtlichen Teil des Schlitzwandgewichtes übertragen muss, entstehen quer zur Druckspannung beträchtliche Spaltzugspannungen. Das erforderliche Armierungsdetail ist im Bild 7b dargestellt.

Armierungsstösse

Laut der Norm ACI 318M-83 dürfen in einer plastischen Gelenkzone keine Überlappungsstösse auftreten, es sei denn mechanische Verbindungsmuffen werden verwendet, die jedoch um 600 mm gestaffelt werden müssen. Das Schweissen der Armierung ist aus Versprödungsgründen nicht zulässig. Das resultierende Detail (Bild 7c) erwies sich sogar als vorteilhaft, da damit im Rückbauzustand einem möglichen Konflikt mit der untersten Spriesslage ausgewichen wurde.

Sicher erscheinen solche Details besonders jenen Fachleuten als beinahe über-rissen, die mit dem Bauen in Erdbebengebieten wenig vertraut sind. Durch das genaue Ermitteln der Duktilitätsanforderung (Umschnürungsanspruch!) und der aus dem Mechanismus entstehenden Querkkräfte (Querarmierungsanspruch!) konnte aber eine wesentlich leichtere Bügelarmierung gewählt werden, als die Norm ACI 318M-83 es verlangt hätte. Als Referenzen für das erdbebengerechte Konstruieren kann der Verfasser vor allem die Werke von Park und Paulay [4] sowie Dowrick [5] empfehlen.

Schlussbemerkungen

Das Projektieren in fremden Ländern konfrontiert den schweizerischen Ingenieur nicht nur mit fremden Denkweisen und Kulturen, sondern auch mit ungewohnten Belastungsarten, wie zum Beispiel starken Erdbeben. Die folgenden zwei Grundsätze tragen aber viel dazu bei, dass auch bei solchen fremden Randbedingungen die Berechnung zur Routine wird:

- Das Grenzzustandsverfahren bietet eine rationelle und übersichtliche Bemessungsmethode, besonders für Bauten mit vielen Lastfällen.
- Die Normen, in diesem Fall die ACI 318M-83, sind zwangsläufig konservativ und allgemein ausgelegt, vor allem in ihren konstruktiven Bestimmungen. Durch eine präzise Berechnungsweise, die ein genaues Verstehen der Grundannahmen verlangt, kann oft die Bemessung den realen Gegebenheiten angepasst, und es können dadurch die konstruktiven Details vereinfacht werden.

Adresse des Verfassers: A. Gygax, Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG, Postfach, 8022 Zürich.

U-Bahn Taipei

Geologische und geotechnische Verhältnisse und die Projektierung der Tunnelabschnitte

Regionale Betrachtung

Das Becken von Taipei liegt im nördlichen Teil von Taiwan und umfasst ein Gebiet von etwa 220 km². Die Entwässerung erfolgt durch drei Hauptflüsse, dem Ta-Han, dem Hsintien und dem

Keelung Fluss, die sich zum Tamsui Fluss vereinigen. Dieser mündet am nördlichen Beckenrand in die Strasse von Taiwan.

Die Geländeoberfläche bei Taipei kommt im Mittel 10 m über dem Meeresspiegel zu liegen. Hügelketten und

Tafelland umrahmen die Stadt. Das Becken von Taipei ist überwiegend mit quartären Sedimenten gefüllt. Zwischen der etwa 1-6 m mächtigen Deckschicht aus organischer Substanz oder

VON BERND STROBL,
SALZBURG

Auffüllung und dem tertiären Basisgebirge können drei Hauptbodenformationen unterschieden werden.

Die Sungshan-Formation erstreckt sich bis zu einer Tiefe von ungefähr 35 bis

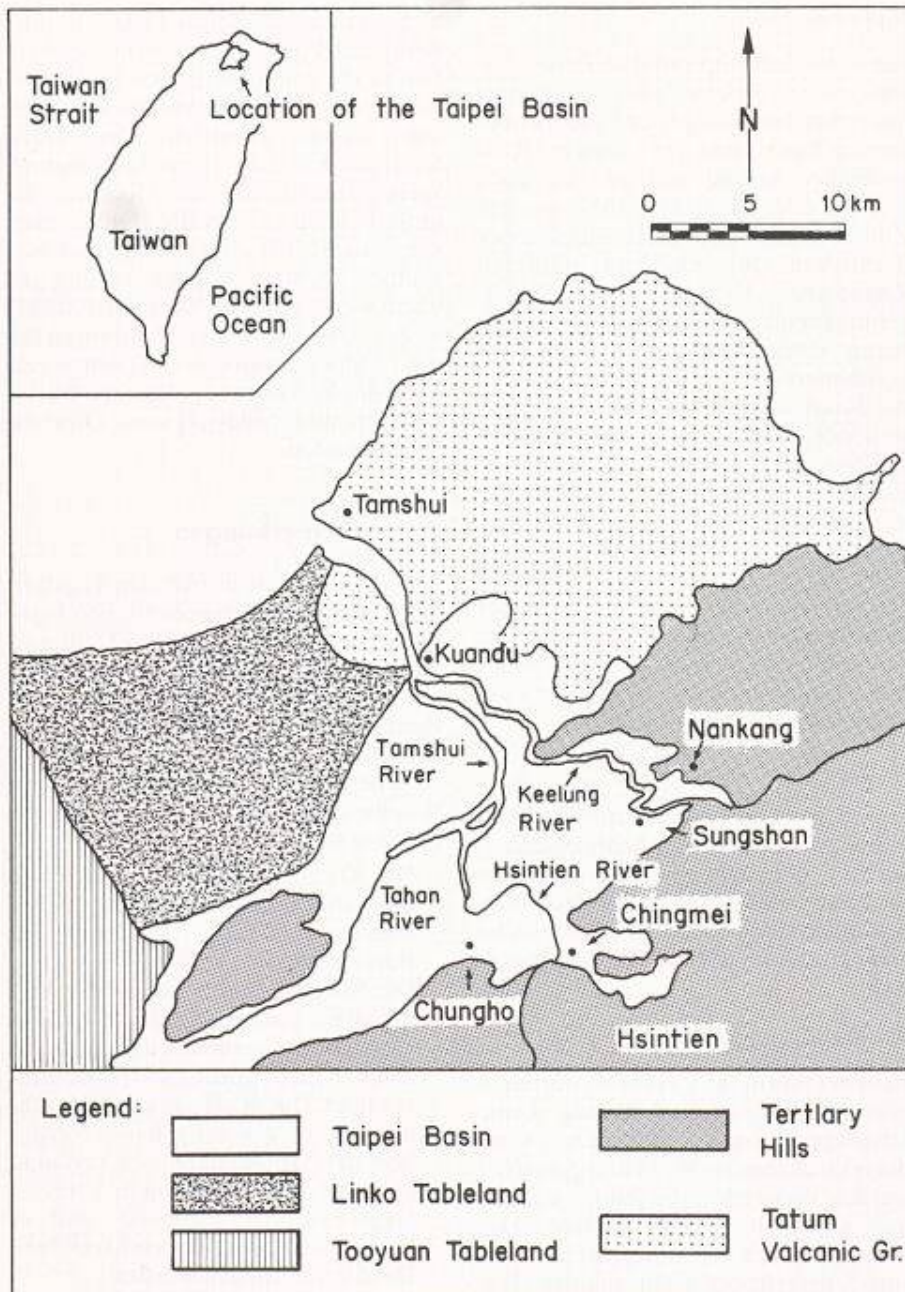


Bild 1. Geologischer Plan des Beckens von Taipei

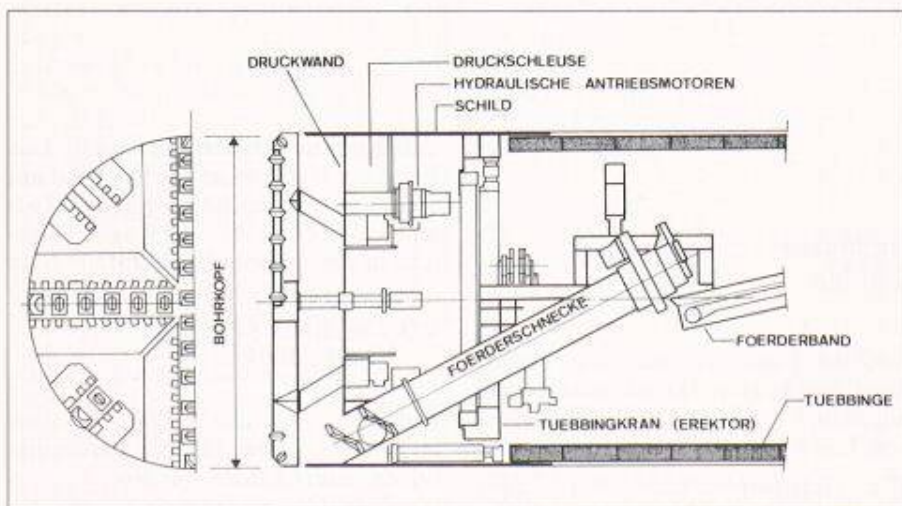


Bild 2. Modifizierter Erddruckschild mit Rollenmeisseln

70 m unter Geländeoberfläche. Es handelt sich dabei um Seeablagerungen, deren Sedimentation bei geringer Wassertiefe und schwacher bis mässiger Strömung stattfand. Innerhalb der Shungshan-Formation können sechs Schichtpakete unterschieden werden. Von oben nach unten betrachtet ergibt sich eine abwechselnde Folge von schluffigen Ton- und schluffigen Sandschichten von jeweils 4–18 m Mächtigkeit. Die Steifigkeit der Tone bzw. die Lagerungsdichte der Sande nimmt mit der Tiefe stetig zu.

Die Chingmei-Formation ist eine alluviale Ablagerung und steht unterhalb der Shungshan-Formation an. Sie weist eine maximale Mächtigkeit von etwa 140 m auf und besteht hauptsächlich aus dicht gelagerten schluffigen bis sandigen Kiesen.

Die Hsinchuan-Formation lagert unmittelbar über dem Basisgebirge. Steifer Ton, in dem bereichsweise Kiespakete zwischengelagert sind, ist charakteristisch für diese Formation.

Dem Schichtaufbau der Beckenfüllung entsprechend, können mehrere Aquifer unterschieden werden. In der oberflächennahen Sandschicht der Shungshan-Formation existiert freies Grundwasser. Der Grundwasserspiegel befindet sich je nach Örtlichkeit zwischen knapp unter der Geländeoberfläche und etwa 9 m Tiefe und unterliegt jahreszeitlichen Schwankungen von 0,5 m bis 2 m. Bodenschichten mit geringer Durchlässigkeit in der Shungshan-Formation bewirken eine Trennung von Grundwasserkörpern. Tiefere Grundwasserstockwerke führen zwar gespanntes Wasser, der Druck ist jedoch geringer als es dem freien Grundwasserspiegel entspräche. Die Ursache dafür liegt in einer starken Pumpstätigkeit für die Trink- und Nutzwasserversorgung von Taipei in den letzten Jahrzehnten. Weitreichende Bodensenkungen bis zum Ausmass von 2 m im Zentrum der Stadt waren eine Begleiterscheinung. Seit 1977 ist der Betrieb von Brunnen im Stadtgebiet weitgehend verboten. Ein weiteres Absinken des Wasserdruckes in gespannten Aquifer kann seitdem nicht mehr beobachtet werden, ein Wiederanstieg ist jedoch möglich.

Lokale Betrachtung für das Projektierungslos 160

Das Projektierungslos 160, das im südöstlichen Teil des Beckens von Taipei gelegen ist, umfasst zwei benachbarte Bauabschnitte (CC 221 und CC 222). Die Bauwerke kommen ausschliesslich in der Shungshan-Formation zu liegen.

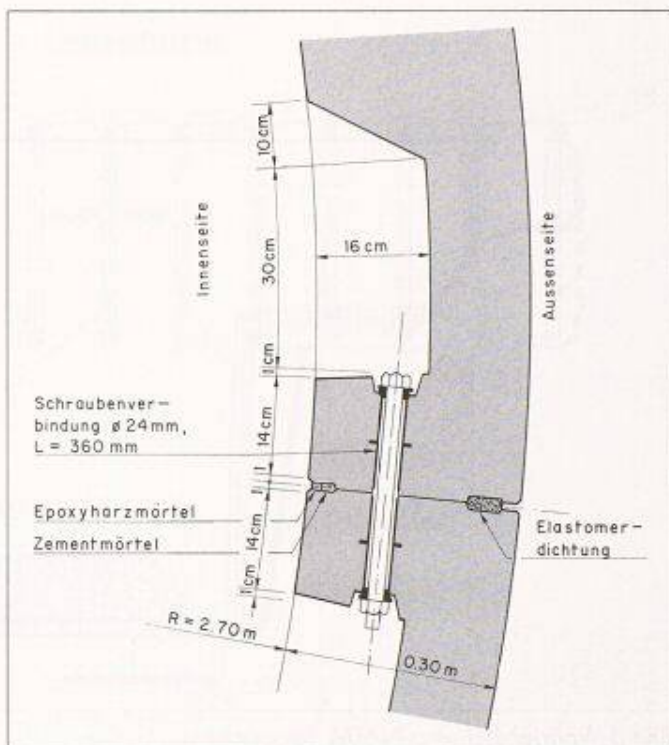
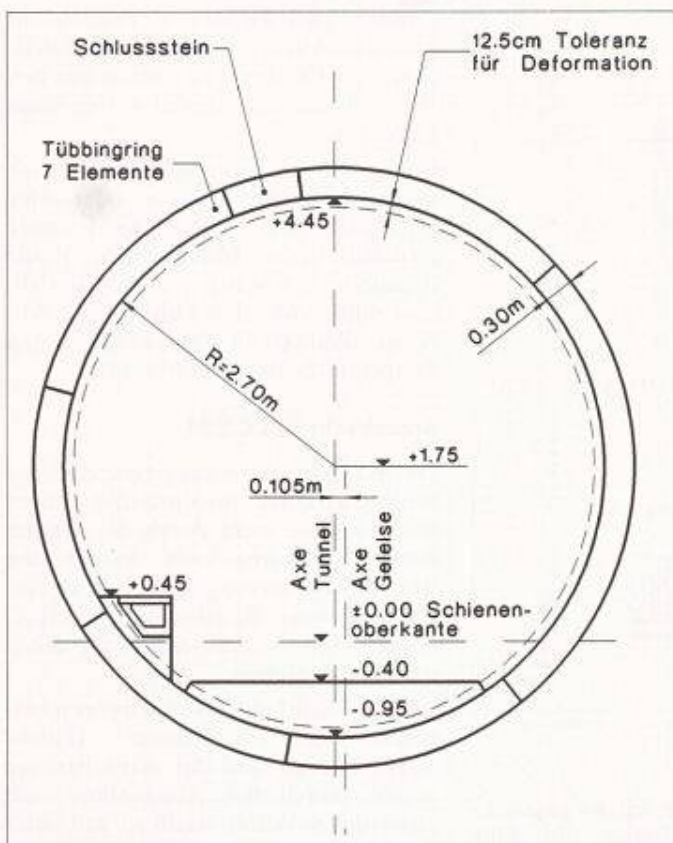


Bild 4. Detail Tübbing-Längsfuge

Bild 3. Tunnel-Normalprofil, Schildtunnel

Beschreibung des Baugrundes im Baugabschnitt CC 221

Der Bauabschnitt CC 221 umfasst drei Tunnelabschnitte mit einer Gesamtlänge der eingleisigen Streckenröhren von 2560 m, die in offener Bauweise zu errichtende Station G 9 (Taipower Building Station) und eine an diese im Süden anschließende etwa 440 m lange Abstellanlage.

Zwischen der südlichen Bauabschnittsgrenze an der Station G 7 (Kungkuan Station, CC 222) und der Abstellanlage befindet sich der erste Tunnelabschnitt mit zwei 222 m langen, eingleisigen Streckenröhren. Die Kalotten der Tunnel werden in kiesigen Grob- bis Mittelsanden von mittlerer Lagerungsdichte ausgebrochen (SP/SM). In Strosse und Sohle steht mitteldicht gelagerter, grauer, schluffiger Feinsand an (SM).

Die mittlere Lage des Grundwasserspiegels befindet sich in diesem Bereich etwa 15 m oberhalb der Tunnelsohle.

Der Aushub der Station und der Abstellanlage erfolgt vornehmlich in weichem bis steifem, sandigem Ton und Schluff sowie in mitteldicht bis dicht gelagerten schluffig, kiesigen Sanden.

Nördlich der Kungkuan-Station liegen zwei Streckenäste der U-Bahn im Bauabschnitt CC 221. In zwei, etwa 450 m langen Tunnelröhren verlaufen die Gleise der Hsintien-Linie, in zwei weiteren, etwa 610 m langen Röhren die der

Chungho-Linie. Die beiden Richtungs-gleise jeder dieser U-Bahn-Linien münden in zwei unterschiedlichen Geschossen in die Umsteigestation G 10, welche die nördliche Bauabschnittsgrenze bildet. In einem Bereich von etwa 200 m vor der Station G 10 kommen alle vier Tunnelröhren knapp aneinander zu liegen. Sie verbinden sich in Lage und Höhe. Die Tunnel der Chungho-Linie unterqueren die der Hsintien-Linie, schwenken von der Roosevelt Road Richtung Westen aus und fallen mit mehr als 3% Gefälle, um nach etwa 600 m unter dem Hsintien-Fluss durchzutauchen. Der Bauabschnitt CC 221 endet noch vor der Flussunterquerung bei einem Notausstiegs- und Lüftungsschacht.

Die Tunnel der Hsintien-Linie durchdringen nördlich der Station G 9 bis zur Überwerfung mit der Chungho-Linie hauptsächlich graue, schluffige Feinsande mittlerer Lagerungsdichte.

Für einige Bereiche sind Mittel- bis Grobsande sowie Kiese und Schluffbänder prognostiziert. Weiche, schluffige Tone werden örtlich in der Firste angeschnitten.

Die Tunnelröhren der Chungho-Linie fallen kontinuierlich von der nördlichen Bauabschnittsgrenze zum Notausstiegs- und Lüftungsschacht und kommen am Gradiententiefpunkt nur mehr etwa 2 m oberhalb der Chingmei-Formation zu liegen.

Beschreibung des Baugrundes im Bauabschnitt CC 222

Der Bauabschnitt CC 222 umfasst zwei ungefähr 1310 m lange eingleisige Streckentunnel und die im Norden an diese anschliessende, in offener Bauweise zu errichtende Station G 7 (Kungkuan-Station).

Die Bodenplatte des Stationsbauwerkes kommt 17,5 m unter der Geländeoberfläche in schluffigem Sand zu liegen. Die angetroffenen Baugrundverhältnisse sind ähnlich denen bei der Tai-power Building Station.

Die beiden eingleisigen Tunnel durchdringen, von der Station G 6, an der südlichen Bauabschnittsgrenze beginnend (km 0+125) zuerst schluffige Sande und Kiese. Etwa zwischen km 0+660 und km 1+000 stehen Sandstein, Schluffstein und Tonschiefer aus dem Unteren Miozän im gesamten Ortsbrustbereich an. Feinkörniger Sandstein von grauer, beziehungsweise im Verwitterungsbereich nahe der Boden-Fels-Grenzfläche von gelblich bräunlicher Farbe wurde hauptsächlich im südlichen Felsbereich erbohrt. Einachsiale Druckfestigkeiten zwischen 4000 kN/m² und 35000 kN/m² wurden ermittelt. Höhere Druckfestigkeiten sind jedoch nicht auszuschließen.

Nördlich des Sandsteinbereiches schliessen in Höhe der Tunnelachse weiche, dunkelgraue Tonschiefer an.

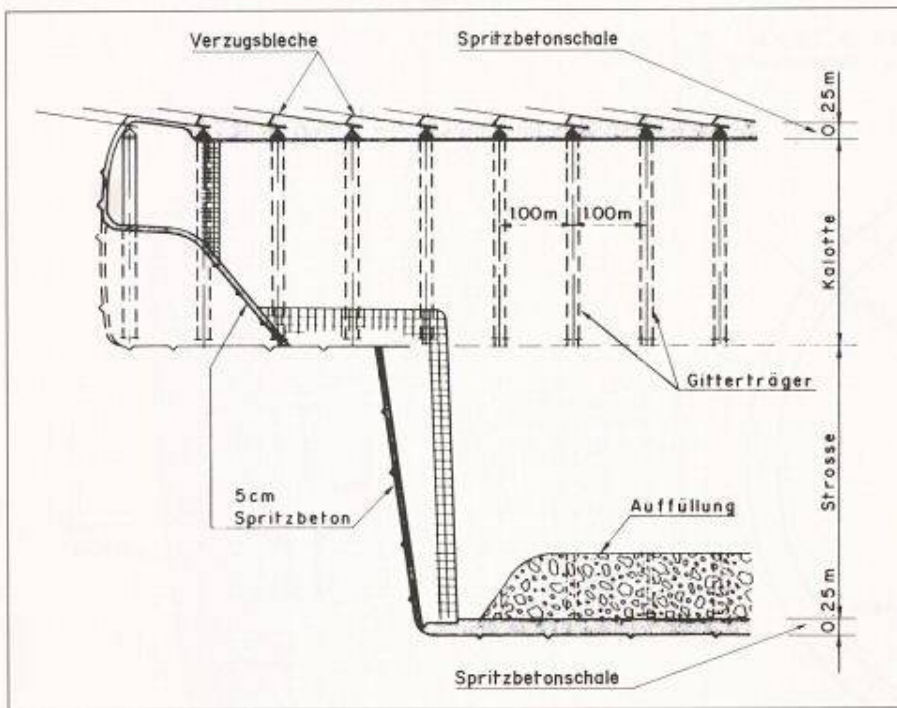


Bild 5. Vortriebsschema NATM, Längsschnitt

Einachsiale Druckfestigkeiten von 2500 – 5500 kN/m² wurden gemessen.

Zwischen ungefähr km 1+000 und km 1+360 besteht der Fels hauptsächlich aus Tuff, tuffösem Sandstein und Schluffstein. Die Farbe des Tuffs verändert sich von Grau nach grünlich bis gelblich Braun und zeigt somit eine starke Verwitterung an. Generell wurden geringe Festigkeiten des Tuffs erkannt (300-5000 kN/m²). In zwischengelagerten, hart zementierten Tuffbändern, die Basaltbrocken enthalten, müssen jedoch erheblich höhere Werte erwartet werden (>35000 kN/m²).

Tunnelbautechnisch von grösster Bedeutung ist die Tatsache, dass die Grenzfläche zwischen Fels und Boden zwischen km 1+000 und km 1+200 in Tunnelhöhe zu liegen kommt. Sie verläuft mit stark ausgeprägtem Relief von Tunnelsohle bis Tunnelfirste und weist Neigungen in alle Richtungen auf. Der Tunnelvortrieb muss somit sowohl Fels als auch Boden durchdringen. Der Boden in diesem Bereich besteht sowohl aus schluffigem Sand und sandigem Kies, als auch aus sandigem Schluff und schluffigem Ton. Vor allem im Übergangsbereich zwischen Boden und Fels ist mit Findlingen grösseren Durchmessers zu rechnen.

Die letzten 75 Tunnelmeter bis zur Station G 7 verlaufen wiederum durchwegs in schluffigem Sand und Kies.

An der südlichen Bauabschnittsgrenze befindet sich der mittlere Grundwasserspiegel etwa 8,5 m unter der Geländeoberfläche und damit knapp oberhalb der Tunnelfirste. Er steigt in Richtung der Kilometrierung kontinuierlich

an und kommt im Bereich der gemischten Ortsbrustverhältnisse ungefähr 4,5 m unter der Geländeoberfläche zu liegen. Damit ergibt sich ein Wasserdruck an der Tunnelsohle im Tiefpunkt der Gradienten von ungefähr 2 bar.

Der Bau der Tunnel

Die Wahl der Tunnelbaumethode

Der überwiegende Teil der Tunnel kommt unter der Roosevelt Road mit sechs bis acht Fahrspuren zu liegen. Das Gelände beidseits der Strasse ist dicht verbaut. Die Gebäudehöhen schwanken zwischen einem und dreissig Geschossen. Die Tunnel des Bauabschnittes CC 222 unterqueren eine Strassenunterführung und darüber hinaus mehrere Fussgängerunterführungen.

Nach dem Ausschwenken von der Roosevelt Road unterqueren die Tunnel der Chungho Linie mittelhohe Wohngebäude, unterfahren im vertikalen Abstand von etwa 5 m ein zur Zeit im Bau befindliches 12stöckiges Hochhaus und kommen knapp neben dem Plattenfundament eines weiteren Hochhauses zu liegen.

Es war eine grundlegende Zielsetzung bei der Planung, dass die gewählte Baumethode geringstmögliche Setzungen der Oberfläche und der Gebäude gewährleistet. Eine Grundwasserabsenkung ausserhalb von abgeschotteten Bereichen war gemäss den Planungs Vorschriften nicht erlaubt. Bei den gegebenen Boden- und Grundwasserverhältnissen ist es daher we-

sentlich, den Hohlraum unmittelbar nach dem Ausbruch kraftschlüssig zu sichern, die Ortsbrust zu stützen und den Wasserdruck vom Tunnel aus zu kompensieren.

Prinzipiell erfüllen ein Schildvortrieb mit geschlossener Ortsbrust oder unter Druckluft sowie die NATM unter Druckluft diese Bedingungen. Beide Baumethoden wurden in wirtschaftlicher und technischer Hinsicht auf ihre Anwendbarkeit in den verschiedenen Tunnelabschnitten untersucht.

Bauabschnitt CC 221

Der Bauherr hat vorgegeben, dass bei Schildvortrieben am Ende der Tunnel die Maschine nicht durch die Station eines Nachbarbauloses ausgehoben werden darf, um die gegenseitige Beeinflussung zweier Bauabschnitte zu minimieren. Ein Aushubschacht ist daher immer vorzusehen.

Die nur 222 m langen Tunnelröhren zwischen der südlichen Bauabschnittsgrenze und der Abstellanlage würden durch diese Massnahme noch zusätzlich verkürzt, wenn sie mit einer Schildmaschine aufgeföhren werden. Für die Herstellung aller sechs Tunnel dieses Bauabschnittes nach der Schildmethode innerhalb der vorgesehenen Bauzeit von 26 Monaten wären zwei Maschinen erforderlich. Diese Vorgehensweise würde hohe Investitionskosten erfordern. Es lag daher nahe, für die beiden kürzeren Tunnel die NATM unter Druckluft zu wählen. Der erforderliche Luftüberdruck ist aufgrund der Grundwasserverhältnisse in diesem Bereich mit etwa 1,4 bar begrenzt.

Das Projekt sieht vor, die NATM-Tunnel über eine Schleusenanlage von der Baugrube der Abstellanlage aus aufzuföhren. Die parallele Röhre wird über einen Arbeitsquerschlag erreicht.

Der Ausbruch des Gesamtquerschnittes erfolgt in mindestens drei Schritten. Die Abschlagslänge beträgt im Regelfall in der Kalotte und Strosse einen Meter und in der Sohle zwei Meter. Nach je zwei alternierenden Abbauschritten in Kalotte und Strosse wird ein Sohlabschnitt ausgebrochen. Bei ungenügender Standfestigkeit der Ortsbrust wird die Kalotte und Strosse in kleinen Teilausbrüchen geöffnet. Die Abbaufäche der Kalotte eilt jener der Strosse zwei bis vier Meter voraus, so dass immer eine Abtreppung zur Erhöhung der Stabilität der Ortsbrust und zur Schaffung einer Arbeitsfläche vorhanden ist. Ein weiterreichender Kalottenvorlauf soll vermieden werden, um möglichst schnell nach dem Ausbruch einen geschlossenen Tragrings aus Spritzbeton einbauen zu können. Ein Nachbrechen von lockerem Bodenma-

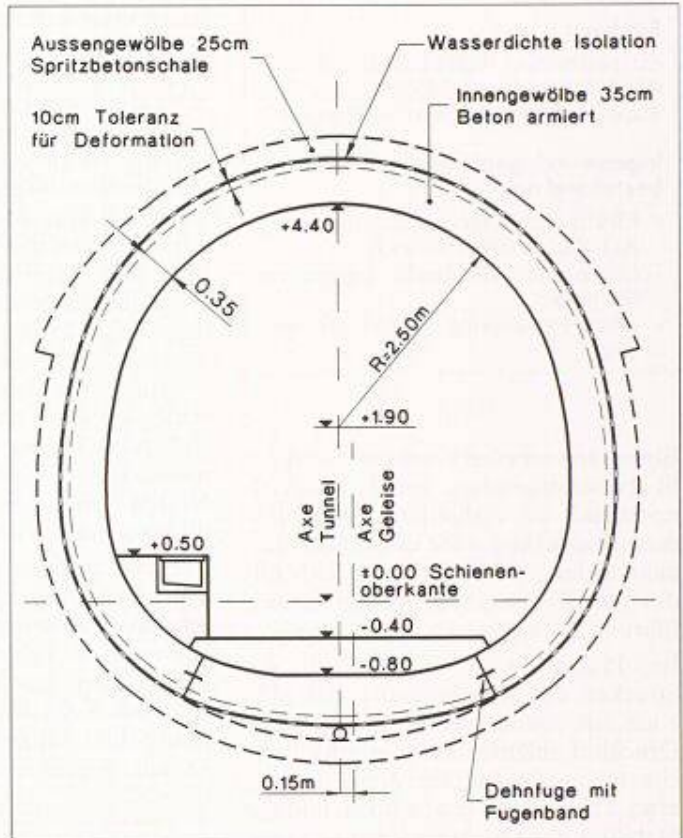
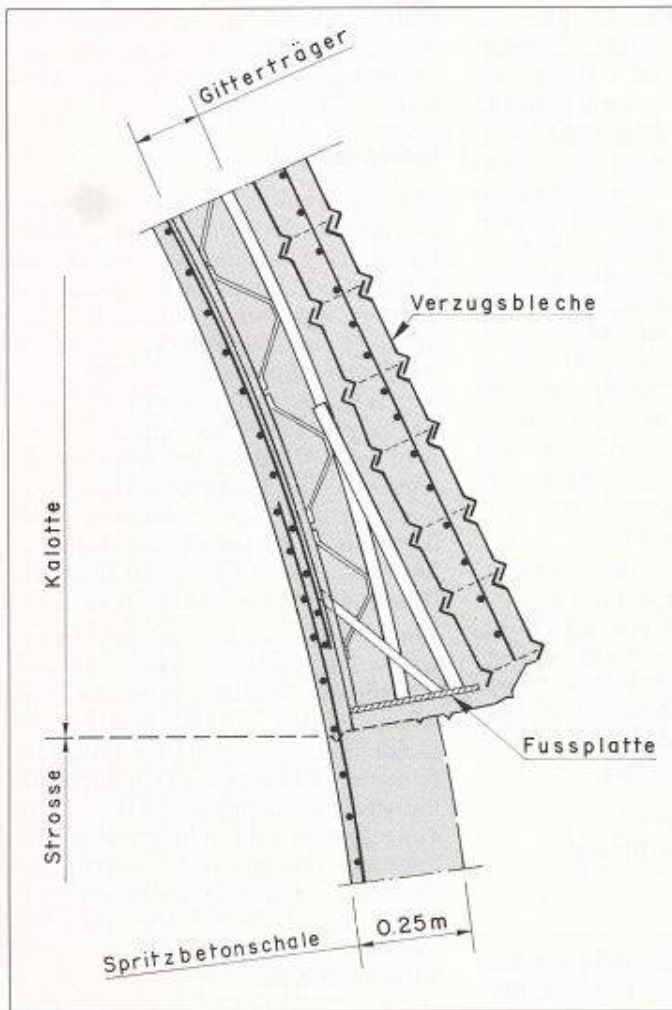


Bild 7. Tunnel-Normalprofil NATM-Tunnel

Bild 6. Detail Kalottenfuss

terial in der Firste wird dadurch vermieden, dass ein geschlossener Verzug aus Blechprofilen vor dem Ausbruch der Kalotte gerammt wird.

Die verbleibenden vier Tunnel des Bauabschnittes CC 221 weisen eine Gesamtlänge von 2119 m auf. Für die sehr tief liegenden Tunnel der Chungho-Linie scheidet die NATM unter Druckluft als wirtschaftliche Lösung aus, da ein Luftüberdruck bis zu 3 bar erforderlich wäre. Innerhalb der vorgesehenen Bauzeit können alle vier Tunnel mit einer Schildmaschine aufgeföhrt werden. Aus Gründen eines optimalen Bauablaufes und zur bestmöglichen Nutzung der Investitionen wurde daher entschieden, diese Tunnel mechanisch vorzutreiben.

Bauabschnitt CC 222

Der einheitliche Querschnitt und die Länge der Tunnel von 2 x ca. 1310 m im Bauabschnitt CC 222 versprechen im Prinzip einen wirtschaftlichen Vorteil für den Schildvortrieb. Dieser ist jedoch bei den angetroffenen geotechnischen Verhältnissen äusserst kompliziert, da

- unterschiedliche Bodenarten, wie schluffige Sande, sandige Kiese und tonige Schluffe zu durchdringen sind

- Sandstein, Schluffstein, Tonschiefer und Tuff auf etwa 25% der Tunnellänge im gesamten Querschnitt anstehen
- über etwa 250 m Länge der Vortrieb bei gemischten Ortsbrustverhältnissen (Fels und Boden) erfolgt. Zuzug des unregelmässigen Reliefs ist mit einem Streichen der Boden-Fels Grenzfläche in allen Richtungen im Zuge des Vortriebs zu rechnen
- im Übergangsbereich Boden-Fels am Fusse des Changchu-Berges mit Findlingen gerechnet werden muss.

Über die Machbarkeit eines Schildvortriebs bei den gegebenen Untergrundverhältnissen wurden bereits in der Planungsphase intensive Gespräche mit Maschinenherstellern geführt. Basierend auf umfangreichen Studien kann zusammenfassend festgehalten werden, dass für den Vortrieb ein «Rock Fracturing Slurry Shield» und ein «Rock Fracturing Slime Shield» für geeignet erachtet wurde. Bei beiden Maschinen ist das Schneidrad mit Rollen- und Schneidmeisseln ausgerüstet. Der Bentonitschild müsste mit einem Brecher in der Arbeitskammer ausgerüstet werden, um gelösten Fels und durch das Schneidrad zerkleinerte Findlinge mit

der Suspension fördern zu können. Ein achsloser Schneckenförderer bei Erddruckschilden kann Gesteinsbrocken bis zu 500 mm fördern. Ein Brecher ist nicht vorgesehen. Die Maximalöffnungen im Schneidrad müssen natürlich auf den Durchmesser des Förderers abgestimmt werden.

Die Betriebssicherheit der Flüssigförderung des Bentonitschildes weist Vorteile gegenüber einer Schneckenförderung beim modifizierten Erddruckschild auf. Die Aufbereitungsanlage für das Bentonit-Abraum-Gemisch ist jedoch beim Bentonitschild erheblich aufwendiger als beim modifizierten Erddruckschild. Bei letzterem wird eine Suspension nur dann der Schneidkammer zugeführt, wenn der Boden nicht genügend Feinteile enthält, um durch die Plastizität eine ausreichende Dichtwirkung im Schneckenförderer zu garantieren.

Die Gefahr eines Nachbruches an der Ortsbrust während des Zerkleinerns von Findlingen durch das Schneidrad wurde beim Bentonitschild als grösser erachtet.

Bei beiden Schildtypen ist es notwendig, in Bereichen gemischter Ortsbrustverhältnisse den den Fels überlagernden

Bauherr:

«Department of Rapid Transit Systems», (DORTS) in der Stadtverwaltung von Taipei, ins Leben gerufen am 2. Febr. 1987.

Ingenieur: Ingenieurgesellschaft bestehend aus

- Elektrowatt, Ingenieurunternehmung AG, Zürich (federführend)
- Geoconsult, Beratende Ingenieure, Salzburg
- China Engineering Consultants, Inc., Taipei

Boden zu verbessern, um ein Überprofil beziehungsweise einen Materialnachbruch zu verhindern. Ohne Bodenverbesserung wäre es darüber hinaus schwierig, Abweichungen des Schildes von der vorgeschriebenen Linienführung zu verhindern.

Im Prinzip wäre es möglich, die Strecken des Bauabschnittes CC 222 auch mit einem offenen Schild unter Druckluft aufzufahren. Der erforderliche maximale Luftüberdruck ist mit etwa 2 bar jedoch relativ hoch, und die Stabilität der Ortsbrust kann in Frage gestellt werden. Dieser Schildtyp bietet jedoch Vorteile beim Abbau von Fels und Findlingen.

Um die Tunnel in der vorgesehenen Bauzeit von 25 Monaten fertigstellen zu können, wären bei der Wahl der NATM und einer angenommenen mittleren Vortriebsleistung von 2 m pro Tag mindestens drei gleichzeitig laufende Vor-

triebe erforderlich. Diese könnten von einem Schacht aus, der in Streckenmitte gelegen ist, gestartet werden. Die NATM weist zweifellos den Vorteil auf, dass der Ausbruch und die Materialförderung bei den wechselnden Untergrundverhältnissen problemlos möglich wäre. Bei kurz voreilemendem Kalottenvortrieb kann die Stabilität der Ortsbrust bei einer Wasserhaltung durch Druckluft als gesichert angesehen werden. Die Ortsbrust ist jederzeit zugänglich, kann mit Spritzbeton versiegelt und abgedichtet werden und der Ausbruch kann entsprechend den anstehenden Untergrundverhältnissen in mehreren Abschnitten erfolgen. Die NATM wäre daher einem Vortrieb mit offenem Schild vorzuziehen.

Ein erforderlicher maximaler Luftüberdruck von bis zu 2 bar, der nur eine beschränkte Arbeitszeit pro Schicht erlaubt und die Gefahr von Drucklufterkrankungen mit sich bringt, führte schliesslich zur Entscheidung, die Lösung Schild mit geschlossener Arbeitskammer weiter zu verfolgen.

Die Auskleidung der Tunnel**Schildtunnel**

Für alle mit der Schildmaschine aufgefahrenen Tunnel wurde ein einschaliger Ausbau aus Betonfertigteilen mit einem Innendurchmesser von 5600 mm vorgesehen. Die Ringbreite der 300 mm starken Blocktübginge beträgt 1000

mm. Es wurden sieben Elemente pro Ring plus ein Schlussstein gewählt. Die Dichtung der Elemente erfolgt über elastomere Fugenprofile.

NATM-Tunnel

Der Primärausbau besteht aus einer 250 mm starken Spritzbetonschale. Unmittelbar nach jedem Ausbruchsschritt wird der anstehende Boden zuerst mit 50 mm Spritzbeton versiegelt. Nach Montage eines leichten Gitterträgers in der Kalotte und nach Verlegen der Bewehrung wird der Spritzbeton auf Sollstärke gebracht. Der Spritzbetonring wird nach Ausbruch des Sohlteiles geschlossen. Die Spritzbetonschale ist so dimensioniert, dass sie sowohl den auftretenden Erdlasten als auch dem Wasserdruck, der nach Abschalten der Druckluft wirkt, widerstehen kann.

Eine 350 mm starke, bewehrte Innenschale aus Ortbeton wird nach Abschalten der Druckluft eingebaut. Zwischen den einzelnen Betonierabschnitten von 10 m Länge befinden sich 20 mm breite Dehnfugen. Da mit wasserundurchlässigem Beton beim Tunnelbau in Taiwan bisher wenig Erfahrung vorliegt, wird zwischen der Spritzbetonschale und der Betoninnenschale eine 2,5 mm starke Folienabdichtung angeordnet, die auf einem Vlies montiert ist.

Adresse des Verfassers: B. Strobl, Geoconsult, Beratende Ingenieure, Sterneckstrasse 57, A-5020 Salzburg

Bücher**Tiefe Baugruben – höhere Anforderungen, neue Lösungen**

7. Christian-Veder-Kolloquium, 29./30.4. 1992 in Graz. Vortragsband, 300 Seiten mit 176 Bildern, 13 Tabellen und 63 Quellen. Geh. Preis: ÖS 300,-, Bezug: Institut für Bodenmechanik, Felsbau und Grundbau, Technische Universität Graz, Rechbauerstrasse 12, A-8100 Graz

Nach Baugrubensicherungen und Tiefgründungen mittels Schneckenortbetonpfählen oder überschnittenen Schneckenbohrpfählen, Baugrubenverbauen durch Bohrpfehlwände mit mehreren Zwischenpfählen, Mikropfähle, Vernagelung oder Spritzbetonvernagelung wird auf tiefe Baugruben in weichplastischen Böden und verformungsorientierte Baugrubensicherungen eingegangen sowie auf die Anwendung der Hochdruckbodenvermörtelung für tiefe Baugruben und Hochdruckinjektionen (HDI) mit und ohne Auftriebssicherung zum Herstellen von Dichtsohlen. Dazu werden Ausführungsbeispiele mit bodenmechanischen und bautechnischen Einzelheiten gebracht,

so u.a. auch über Spriessplatten als Mittel zum Verringern von Verformungen an Baugrubenwänden und Schlitzwandschächte als Baugruben mit sehr grossen Abmessungen.

Erläutert werden ein neuer Standsicherheitsnachweis für die Vernagelung tiefer, räumlich ausgebildeter Baugruben und die Bemessung der Spritzbetonvernagelung für Baugrubenverbau sowie der Einfluss der Temperatur auf die Kräfte in der Aussteifung tiefer Baugruben untersucht. AB

Gestaltung und ökologische Entwicklung von Seen

Bei den künstlichen stehenden und gestauten Gewässern wie Baggerseen, Talsperren und Rückhalteanlagen wird häufig bemängelt, dass sie zu «schematisch» gestaltet wurden. Vermisst wird die natürliche Vielfalt an Lebensräumen und Organismen, insbesondere in den Uferbereichen. Um Verbesserungen zu ermöglichen, hat der Deutsche Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau (DVWK) in den letzten Jahren umfangrei-

ches Material gesammelt und Empfehlungen vorgelegt, die eine verstärkte Berücksichtigung ökologischer Belange bewirken sollen.

So wurde jetzt in der DVWK-Schriftenreihe ein Buch unter dem Titel veröffentlicht: «Gestaltung und ökologische Entwicklung von Seen – Beispiele aus der Bundesrepublik Deutschland». Dafür wurden in den zurückliegenden Jahren 16 ausgesuchte Seen, Talsperren und Rückhaltebecken in verschiedenen Regionen der Bundesrepublik Deutschland erfasst.

Auf der Grundlage eines Kriterienkataloges geben die Bestandsaufnahmen für jedes erfasste Objekt Auskunft über allgemein interessierende Daten, insbesondere aber über solche von ökologischer Bedeutung. Zur Veranschaulichung werden die Aussagen durch Fotos ergänzt.

Mit dieser Darstellung bietet die Veröffentlichung eine durch Beispiele belegte Quelle für Anregungen zur Verbesserung der ökologischen Situation an stehenden und gestauten Gewässern.

Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Glückstr. 2, D-5300 Bonn 1.