Universität für Bodenkultur Wien
Department für Bautechnik und Naturgefahren
Institut für konstruktiven Ingenieurbau

Diplomarbeit

MASSIGE BETONBAUTEILE
(MASSIVE CONCRETE STRUCTURES)

Auswirkung unterschiedlich bewehrter Querschnitte auf das Bauwerksverhalten von Wildbachsperren

(The influence of the reinforcement density on the structural performance of torrent barriers)

Roland PICHLER

1. Betreuer
O.Univ.Prof. Dipl. Ing. Dr.techn. Dr.phil. Konrad BERGMEISTER
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, BOKU Wien

2. Betreuer
DDipl. Ing. Jürgen SUDA
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, BOKU Wien

3. Betreuer
Dipl. Ing. Dr.nat.techn. Alfred STRAUSS
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, BOKU Wien

24. April 2008

Eidesstattliche Erklärung

„Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Diplomarbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich oder inhaltlich entnommenen Stellen als solche gekennzeichnet habe."

Wien, am 24. April 2008

PICHLER Roland

Danksagung

Mein Dank gilt O.Univ.Prof. DI. DDr. Konrad Bergmeister, dafür dass er mir die Möglichkeit gab am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau meine Diplomarbeit zu verfassen.

Besonders möchte ich mich bei meinen Betreuern bedanken. DDI. Jürgen Suda – Im Rahmen seiner Arbeit am Institut entwickelten sich die Ideen zu meiner Diplomarbeit. Bei Fragen und auf der Suche nach zielführender Literatur war er mir stets behilflich. Ebenso hilfreich waren Tipps und Anregungen von DI. Dr. Alfred Strauss – Er hat mich bei den FE-Analysen beraten.

Zudem bedanke ich mich bei jenen Personen, die direkt oder indirekt an der Erstellung dieser Arbeit beteiligt waren. Insbesondere ist das DI. Philipp Sicher, der mich über eine lange Durststrecke der Erfolglosigkeit während der Entwicklung funktionierender FE-Modelle begleitet hat.

Letztlich ist es die Familie, der mein größter Dank gebührt. Vor allem meinen Eltern, die mich zu dem gemacht haben was ich bin und meiner Freundin Elisabeth, die mir die Kraft gegeben hat mein Studium zu beenden.

Zusammenfassung

Unterbewehrte Querschnitte sind Stahlbetonquerschnitte, deren Bewehrungsgrad unter jener der Mindestbewehrung aus Normvorschriften liegt, wohl aber über der Tragfähigkeitsbewehrung. Da die Mindestbewehrungsflächen i.d.R. von den Querschnittsabmessungen abhängen, ist die Differenz bei massigen Bauteilen oft beträchtlich. Ziel dieser Arbeit ist es den Einfluss unterschiedlicher Bewehrungsgrade auf das Bauteilverhalten von Wilbachsperren herauszuarbeiten.

Nach einer Einführung in die üblichen Konstruktionen von Schutzbauwerken in der Wildbachverbauung werden die wichtigsten Berechnungsgrundlagen für das Bauteilverhalten zusammengestellt.

Zur Lösung der Aufgabe werden verschiedene theoretische zweidimensionale Sperrenmodelle erarbeitet. Sie erfüllen bei der Bemessung jeweils die gleichen Randbedingungen (Sperrenhöhe, Belastung, Grundbruchssicherheit, Kippsicherheit, Gleitsicherheit). Analysen mit dem nichtlinearen FE-Programm ATENA 2D bilden das Versagen der Modelle durch einen Murgang nach. Das Ergebnis sind Arbeitslinien, Spannungsverläufe und Rissbilder, die untereinander vergleichbar sind.

In einem Ausblick werden die Möglichkeiten einer nichtlinearen dreidimesionalen Analyse mit dem Programm ATENA 3D aufgezeigt. Ein wesentlicher Vorteil wäre, dass man unterschiedliche Bautypen untersuchen kann.

Abstract

Minor-reinforced concrete cross sections are characterized by a reinforcement density smaller than minimum code requirements, but larger than the bearing-capacity requirement. As the minimum reinforcement in code provisions is commonly defined as a fraction of the cross-sectional area of the structural member, the difference between the minimum reinforcement (code requirement) and the statically required reinforcement is considerable in massive concrete members. The engineering question to be resolved in the scope of this thesis is the assessment of the influence of different reinforcement densities on the structural performance of torrent barriers.

State-of-the-art regards construction of torrent barriers is summarized in the Introduction. Thereafter, major assumptions for the structural/material behavior are given.

In order to solve the problem, different two-dimensional (2D) barrier models are proposed. These models comply with the same design requirements regards barrier height, loading, and safety against base failure, tilting, and sliding. Failure mechanism associated with mudflow pressure were assessed by means of plain-strain nonlinear finite-element (FE) analyses (ATENA 2D). Hereby, stress-strain-functions, stress distributions, and crack pattern for the different 2D barrier models are compared.

Finally, an extension of the approach proposed in this work towards three-dimensional FE analyses (ATENA 3D) is suggested in the section Nonlinear 3D Modeling. This extension will enable the assessment of various torrent-barrier types.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung **8**
- 1.1 Allgemeines . . . 8
- 1.2 Ziele . . . 9
- 1.3 Aufbau . . . 9

2 Schutzbauwerke gegen Wildbachgefahren **11**
- 2.1 Allgemeines . . . 11
- 2.2 Schutzbauwerke - Übersicht . . . 13
- 2.3 Systematik . . . 14
  - 2.3.1 Funktionen der Schutzbauwerke . . . 14
  - 2.3.2 Systematik der Wildbachschutzbauwerke . . . 15
  - 2.3.3 Klassifizierung von Wildbachsperren . . . 16
- 2.4 Bauteile von Sperren . . . 20
  - 2.4.1 Massige Bauteile . . . 21
  - 2.4.2 Schlanke Bauteile . . . 21
- 2.5 Statische Systeme . . . 21
  - 2.5.1 Gewichtsmauern . . . 21
  - 2.5.2 Winkelstützmauern . . . 22
  - 2.5.3 Plattentragwerke . . . 22
  - 2.5.4 Hybridquerschnitte . . . 22
- 2.6 Entwurf von Sperren . . . 22
  - 2.6.1 Faustregeln . . . 23
  - 2.6.2 Einwirkungskombinationen . . . 25

3 Berechnungsgrundlagen **30**
- 3.1 Äußere Standsicherheit . . . 30
  - 3.1.1 Grundbruch . . . 30
  - 3.1.2 Kippen . . . 32
  - 3.1.3 Gleiten . . . 32
- 3.2 Bauteilverhalten . . . 33
  - 3.2.1 Stahlbetonquerschnitt unter Biegung . . . 33
  - 3.2.2 Robustheitsbewehrung (ULS) . . . 34
  - 3.2.3 Rissebeschränkende Bewehrung (SLS) . . . 37
- 3.3 Mindestbewehrungskonzepte . . . 39
  - 3.3.1 Mindestbewehrung nach ÖN EN 1992-1-1, allgemein . . . 40
  - 3.3.2 Mindestbewehrung nach ÖN EN 1992-1-1, untergeordnete Querschnitte 41
  - 3.3.3 Mindestbewehrung nach ÖNORM B 4700 . . . 41
  - 3.3.4 Mindestbewehrung nach DIN 1045-1 . . . 42
  - 3.3.5 Mindestbewehrung lt. Standardleistungsbeschreibung im Wasserbau . 43

3.3.6 Mindestbewehrungsvorschlag Bautechnik . . . 43
3.3.7 Vergleich . . . 44
3.4 Materialmodelle . . . 44
3.4.1 Bemessungsdiagramm Beton lt. EC2 . . . 44
3.4.2 Bemessungsdiagramm Betonstahl lt. EC2 . . . 44
3.5 ATENA 2D . . . 45

4 Nichtlineare Modellsimulationen ATENA 2D 47
4.1 Methodik . . . 47
4.2 Modellwahl . . . 48
4.3 Optimierung der Querschnitte . . . 49
4.3.1 Geometrie . . . 49
4.3.2 Lastannahmen . . . 50
4.3.3 Äußere Standsicherheit . . . 51
4.3.4 Rissmoment . . . 52
4.4 Bemessung . . . 53
4.4.1 Statik . . . 53
4.4.2 Biegebemessung . . . 54
4.4.3 Querkraftnachweis . . . 54
4.4.4 Bewehrungsgrade . . . 54
4.5 Simulation in ATENA 2D . . . 54
4.5.1 Verwendete Materialmodelle . . . 54
4.5.2 Stuktur und Belastung . . . 58
4.5.3 Einstellungen für die Analyse und Monitoring . . . 60
4.6 Ergebnisse . . . 62
4.6.1 Lastniveau . . . 62
4.6.2 Duktilität . . . 64
4.6.3 Spannungen . . . 64
4.6.4 Rissdokumentation . . . 71
4.6.5 Massenvergleich . . . 73

5 Nichtlineare 3-dimensionale Modellierung ATENA 3D 76
5.1 Problemstellung . . . 76
5.1.1 Annahmen . . . 76
5.2 Bemessung mit SCIA - Tragfähigkeit (ULS) . . . 77
5.2.1 Materialparameter . . . 77
5.2.2 Struktur und Belastung . . . 78
5.2.3 Bemessung . . . 79
5.3 Simulation ATENA 3D . . . 82
5.3.1 Allgemeines . . . 83
5.3.2 Materialmodelle . . . 83
5.3.3 Lösungsparameter . . . 86
5.3.4 Monitoring Points . . . 87
5.3.5 Vergleich 2D vs. 3D . . . 88
5.3.6 Offene Fragen . . . 89
5.4 Plattentragwirkung . . . 89
5.4.1 Bemessungsniveau . . . 89
5.4.2 Rissentwicklung . . . 90

6 Zusammenfassung **92**
6.1 Unterbewehrte Querschnitte 92
6.2 3D Simulation 92

A Excel Tabellen **94**
A.1 Querschnittsoptimierung 94
A.2 Statik 97
A.3 Querschnittsnachweise 100

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

„Als massige Bauteile aus Beton bezeichnet man im Allgemeinen Bauteile, deren kleinste Abmessung mehr als $0,80\,m$ beträgt“ [14]. Sie erfüllen den Zweck sehr hohen Beanspruchungen standzuhalten und sind daher häufig im Wasserbau anzutreffen. Dazu zählen einerseits Bauwerke – wie Staudämme, Kraftwerke oder Ufermauern – deren Bemessungssituationen sich gut definieren lassen, andererseits aber auch Schutzbauwerke vor Naturgefahren [1] , bei denen die einwirkenden Lastniveaus mit großer Streuung behaftet sind.

Unter Schutzbauwerken in der Wildbachverbauung versteht man aktive technische Schutzmaßnahmen, die direkt auf die schädlichen Prozesse in einem Wildbach einwirken oder die Eintrittswahrscheinlichkeit dieser verringern. In der Regel ist in murfähigen Bächen die Belastung aus einem Murgang die maßgebliche Lastkombination. Um sich kurz einen Eindruck über das Schadenspotential zu verschaffen: Ein Murgang besteht aus einem Wasser-Feststoff-Gemisch mit einer Dichte zwischen 1700 und $2400 kg/m^3$ und einer Feststoffkonzentration von 40 bis 70%.

Obwohl die Wildbachverbauung sich zu einer bedeutenden Ingenieursdisziplin entwickelt hat, sind Richtlinien und Normen für diesen Bereich nur spärlich vorhanden. Bei der Planung bedient man sich einschlägiger Normen aus den verschiedenen Fachbereichen, welche sich in der Wildbachverbauung wiederfinden. Das sind vor allem Hydrologie, Wasserbau, Stahlbetonbau und Erd- und Grundbau.

Motivation Betrachtet man den Bereich Stahlbetonbau gibt es eindeutige europaweite Vorschriften, die sich in den jeweiligen Staatsnormen wiederfinden (in Österreich ÖNORM EN 1992-1-1 [5] und die zugehörigen nationalen Festlegungen in ÖNORM B 1992-1-1 [6]). Der Eurocode schreibt unter anderem eine – von den Querschnittsabmessungen abhängige – Mindestbewehrung vor. Da diese Normen in erster Linie für schlanke Strukturen entwickelt wurden kommt es oft vor, dass man bei massigen Bauteilen mit der statisch erforderlichen Bewehrungsfläche weit unter dieser Mindestbewehrung liegt.

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit ist es ein Anliegen der planenden Ingenieure zu wissen, ob ein geringerer Bewehrungsgrad ausreichen würde, um die gewünschten Anforderungen an den Querschnitt zu erfüllen. Mit Hilfe nichtlinearer FE-Analysen soll diese Arbeit Aufschluß über derartige Fragen geben.

[1] Naturgefahren sind Ereignisse in der Natur, die zu einer Bedrohung des Menschen, der Umwelt, von Sachwerten und Einkünften führen können – i.G.z. Gefahren, die von durch Menschen errichtete Anlagen (z.B. Staudämme, Atomkraftwerke) ausgehen [9].

1.2 Ziele

- Erklärtes Ziel dieser Arbeit ist es, *Untersuchungen der Inneren Standsicherheit* [2] von Stahlbetonstrukturen in der Wildbachverbauung durchzuführen. Dabei sollen Erkenntnisse darüber gewonnen werden, wie sich unterbewehrte Querschnitte im Gegensatz zu regelkonform bemessenen Querschnitten verhalten.

  Zentrales Ergebnis dieser Analysen sind Arbeitslinen der gesamten Struktur. Sie sind vergleichbar mit Spannungs-Dehnungslinien bestimmter Materialien, die bei einachsialen Belastungsversuchen entstehen. Zwei wichtige Voraussetzungen müssen erfüllt sein:

  Einerseits eine Last, die kontinuierlich gesteigert werden kann, bis sich ein Versagen einstellt. Für die Berechnungen stellt ein Murgang diese Bealstung dar. Andererseits muss sichergestellt sein, dass das Versagen im Stahlbetonquerschnitt erfolgt und nicht ein Versagen der äußeren Standsicherheit maßgebend wird.

- Unter der weiteren Zielsetzung möglichst *praxisnahe Modelle* zu entwickeln, ist es nötig die wichtigsten Ansätze der Äußeren Standsicherheit [3] zu berücksichtigen. Indem alle Modelle die gleichen Anforderungen erfüllen, werden sie untereinander vergleichbar.

- Ein zusätzliches Ziel ist es, die Möglichkeiten einer *3D Analyse* auszuloten. Mit ihr kann die Plattentragwirkung von Wildbachsperren simuliert werden. Außerdem ergäbe sich die Möglichkeit verschiedene Bautypen zu untersuchen.

1.3 Aufbau

Über einen kurz gehaltenen *Literaturteil Schutzbauwerke* wird dem Leser zunächst näher gebracht, welche Arten von Schutzbauwerken im Alpenraum vorkommen, welche Rolle Sperren übernehmen, und wie diese funktionieren.

Das nächste Kapitel beschreibt die *Berechnungsgrundlagen*, die für diese Arbeit herangezogen wurden. Hier erhält man auch einen Einblick, welche grundlegenden „Werkzeuge“ dem Ingenieur bei der Bemessung zur Verfügung stehen.

Den Hauptteil stellen *Modellsimulationen* verschiedener Sperrenquerschnitte dar. Dazu werden drei theoretische Sperrenmodelle entwickelt und anhand von Randbedingungen, wie Lastannahmen und Äußere Standsicherheit so *optimiert*, dass sie die gleichen Anforderungen erfüllen. Die *Stahlbetonbemessung* erfolgt nach ÖN EN 1992-1-1, wobei unterschiedliche Mindestbewehrungskonzepte realisiert werden. Dann wird das Versagen der Modelle auf deterministischer Basis im Analyseprogramm *ATENA 2D* durchgeführt und die Ergebnisse dargestellt.

Ein *Ausblick* zeigt die Möglichkeit auf, wie in ATENA 3D die Plattentragwirkung bei Wildbachsperren untersucht werden kann. Das stellt eine bessere Abbildung der Realität dar und ist in ATENA 2D nicht möglich.

[2] Die innere Standsicherheit stellt eine Funktion jener Widerstände dar, die vom Bemessungsquerschnitt ausgehen.

[3] Die Äußere Standsicherheit beschreibt eine Funktion der Widerstände, die vom Baugrund zur Verfügung gestellt werden und bestimmt letztlich die Geometrie. Zugehörige Nachweise sind z.B. Grundbruch, Kippen, Gleiten.

Eine abschließende *Zusammenfassung* beschreibt die wichtigsten Erkenntnisse, Schlussfolgerungen und offen gebliebene Fragen.

2 Schutzbauwerke gegen Wildbachgefahren

Das Department für Bautechnik und Naturgefahren an der BOKU ist bemüht, Grundlagen für die Entwicklung von Regelwerken im Bereich der Wildbachverbauung zu liefern. Im Betonkalender 2008 [9], Kapitel *Schutzbauwerke gegen Wildbachgefahren* findet sich erstmals eine umfassende Zusammenstellung wissenschaftlicher Erkenntnisse, die in der Praxis der Wildbachverbauung relevant sind.

Der Literaturteil der vorliegenden Arbeit basiert zum Großteil auf diesen Erkenntnissen und Erfahrungen des Autors während der Durchführung der Vorbemessungen und Modellsimulationen. Er soll dem Leser eine Einführung in die Problematik bieten.

2.1 Allgemeines

„Ein *Wildbach* ist ein natürliches, dauernd oder zeitweise fließendes Gewässer mit streckenweise großem Gefälle sowie rasch und stark wechselnden Abflußverhältnissen. Schnell ansteigende und kurze Zeit dauernde Hochwasserereignisse erodieren große Mengen von Feststoffen aus dem Einzugsgebiet und dem Bachbett und transportieren und lagern diese innerhalb oder außerhalb des Bachbettes oder im Vorfluter ab.“([9], 91)

Das *Einzugsgebiet* eines Wildbaches besteht aus dem Sammelgebiet und einem Ablagerungsbereich. Je nach dem, ob es sich um einen Wildbach des Hochgebirges oder einen Wildbach des Berg- und Hügellandes handelt, wird dieser Ablagerungsbereich als Ablagerungsgebiet [1] oder als Umlagerungsstrecke [2] bezeichnet (siehe Abb. 2.1).

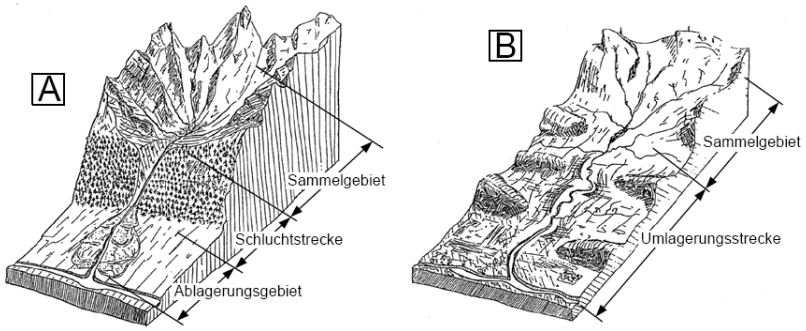


Abbildung 2.1: (A) Wildbach des Hochgebirges; (B) Wildbach des Berg- und Hügellandes (nach Weinmeister [27])

Die aus menschlicher Sicht mitunter schädlichen Prozesse, die im Einzugsgebiet eines Wildbaches stattfinden lassen sich folgendermaßen gliedern:

[1] Bereich in dem sich Mur- oder Schwemmkegel ausbilden

[2] Erosion, Transport und Ablagerung von Geschiebe wechseln je nach Situation, stehen aber über einen längeren Zeitraum im Gleichgewicht.

Abtragsprozesse Unter Abtragsprozessen versteht man die Erosion von Feststoffen durch Wasser, Gletscher, Wind und Wellen. Es sind dies vor allem Tiefenerosion (führt zur Eintiefung des Gerinnes), Seitenerosion (greift die Ufer eines Gewässers an), lokale Feststoffherde (wie Muschel- und Dammanbruch, gelten als äußerst entwicklungsfreudig) und Oberflächenerosion (Abschwemmen und Eintragen in das Gewässer bei Niederschlägen). Die Intensität der Feststoffbereitstellung beeinflußt die weitere Entwicklung des Verlagerungsprozesses.

Verlagerungsprozesse in Wildbächen reichen vom Reinwasserabfluss, über den fluvialen Feststofftransport (Feststoffkonzentrationen bis 20 $Vol-\%$) und den murartigen Feststofftransport ($20-40\,Vol\%$) bis hin zum Murgang ($40-70\,Vol\%$). Die Verlagerung erfolgt als Schwebstofftransport, Geschiebetransport oder einer Kombination aus beiden. Abb. 2.2 zeigt eine Übersicht über die Systematik der Verlagerungsarten.

Abbildung 2.2: Übersicht über die Systematik der Verlagerungsarten und deren Zusammensetzung in Wildbacheinzugsgebieten (aus [15])

Ablagerungsprozesse „. . . sind geomorphologische Prozesse, bei dem erodierte und vom Wildbach transportierte Feststoffe in bestimmter Form deponiert werden. Die Ablagerung ist eine Funktion des Geländes, des bewegten Volumens und der Stoffeigenschaften“. Die gebildeten morphologischen Formen werden als „Stumme Zeugen“ bezeichnet ([9],105).

Wildholz Zu den transportierten Feststoffen zählt auch Wildholz. Durch Erosion, Rutschungen, Lawinen oder Sturm gelangt es in das Bachgerinne und wird auch als Schwemmholz, Unholz oder Schadholz bezeichnet. Es behindert durch Verklausung den freien Abfluss von Wasser und Geschiebe und kann dadurch die Bildung von Murgängen begünstigen (Dammbruch). Außerdem kann es zu einem Ausbruch des Abflusses mit nachfolgender Überschwemmung, Überschotterung oder Übermurung führen.

Bewegungen der Einhänge Durch eine Massenbewegung in den Talflanken werden Querbauwerke – die in der Wildbachverbauung meist plattenartige Tragwerke darstellen – als Scheiben beansprucht. Je nach dem, welche Ausmaße solche Massenbewegungen annehmen werden sie als Rutschung (Begriff aus der Geotechnik) oder Talzuschub

(Begriff aus der Ingenieurgeologie) bezeichnet. In beiden Fällen gibt es zwei Möglichkeiten der Bewegung (Siehe Abb. 2.3, 2.4):

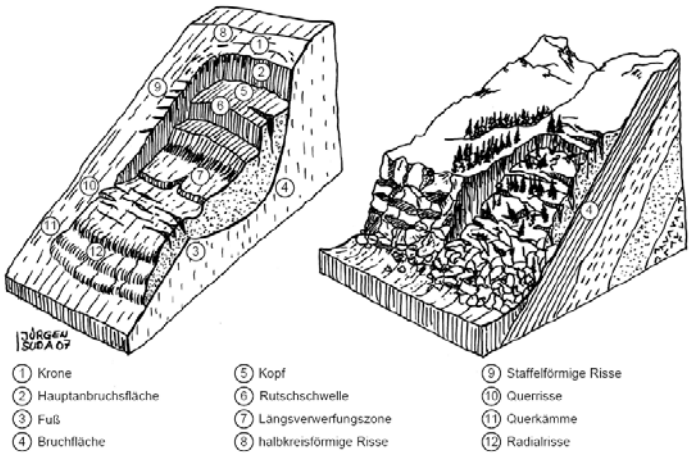


Abbildung 2.3: Arten von Rutschungen je nach Ausbildung der Gleitfläche: li. Rotationsrutschung; re. Translationsrutschung ([9],111)

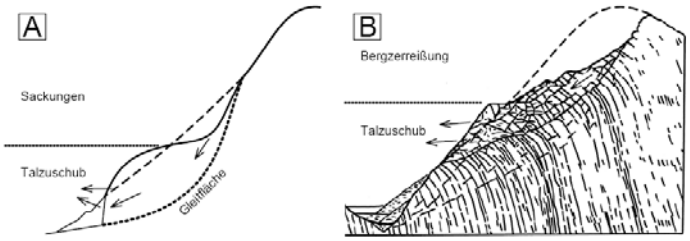


Abbildung 2.4: Talzuschub: (A) aus Bodenkriechen bei feinkörnigen Böden (Lockergestein); (B) aus Bergzerreißung bei Festgestein (nach Krautner [18])

Die Rotation – In der Geotechnik nennt man sie Rotationsrutschung, in der Geologie Sackung.

Eine Translation – Die geotechnische Bezeichnung heißt Translationsrutschung, die geologische Bergzerreißung.

Charakteristische Merkmale von Rutschungen sind ein unruhiger Geländeverlauf, Quellen und wasserführende Schichten und eine Verkrümmung der Baumstämme (Säbelwuchs). Dem Talzuschub werden eine Doppelgratbildung im Anbruchsgebiet, eine konkave Form der Bergzerreißungszone und eine Aufwölbung des unteren Hangteiles gegen das Tal zugeordnet.

2.2 Schutzbauwerke - Übersicht

Abb. 2.5 stellt eine Übersicht über ausgewählte Schutzbauwerke gegen alpine Naturgefahren dar.

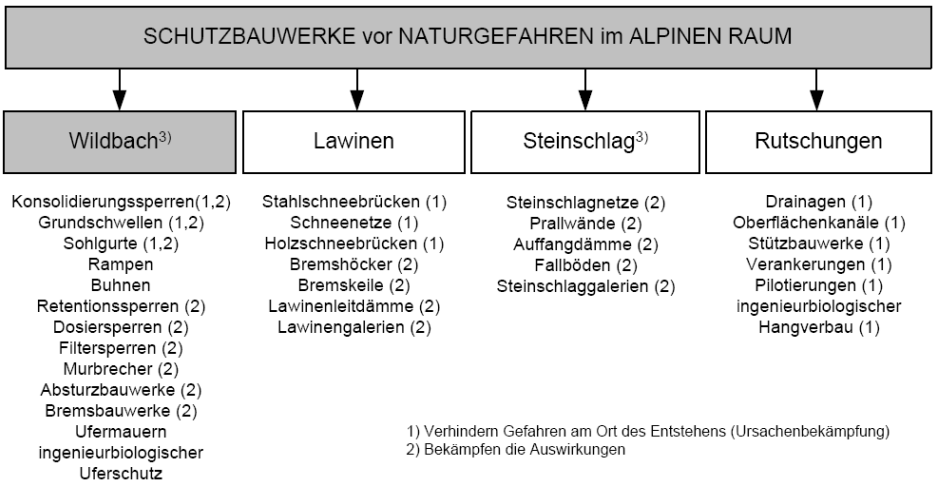


Abbildung 2.5: Übersicht über ausgewählte Schutzbauwerke gegen alpine Naturgefahren ([9],92)

2.3 Systematik

2.3.1 Funktionen der Schutzbauwerke

Die Funktionen, welche Schutzbauwerke der Wildbachverbauung übernehmen können, lassen sich folgendermaßen einteilen:

Ableitung Sind Regulierungsmaßnahmen die dazu führen, dass Hochwasser und Muren schadlos und auf kürzesten Weg am Gefährdungsbereich vorbeigeführt werden.

Stabilisierung Sohle und Ufer sollen in der vorherrschenden Lage gesichert werden, Seiten- und Tiefenerosion werden unterbunden.

Konsolidierung Hier wird das Sohlgefälle im Bachbett reduziert und die Energieumwandlung auf einzelne Abstürze konzentriert. Die Einflußnahme besteht aus einer Herabsetzung der Fließgeschwindigkeit, Rückhalt von Feststoffen und verringerter Erosion.

Umgehung Darunter versteht man die Fassung und Vorbeileitung des Abflusses an einem erosionsanfälligen Bereich (Bachabschnitt oder Einzugsgebiet).

Retention Unter Retention versteht man die Speicherung von Wasser, Geschiebe oder auch Muren. Das entspricht der Verringerung eines Scheitelabflusses, welcher eine zerstörende Wirkung hätte. Bei Feststoffen bedarf die Wiederherstellung des Retentionsraumes einer maschinellen Räumung oder einer künstlich eingeleiteten Spülung.

Dosierung Bei der Dosierung wird Wasser und Geschiebe temporär gespeichert und die Abgabe in den Unterlauf auf ein unschädliches Ausmaß reduziert. Die Spülung bei ablaufender Hochwasserwelle und Mittelwasser funktioniert im Optimalfall von selbst.

Filterung entspricht einem selektiven Rückhalt von groben Feststoffkomponenten, wie Wildholz und Blöcke.

Energieumwandlung hat die Reduktion der Energie eines Fließvorganges zum Ziel. Diese Reduktion erfolgt entweder durch ein Bauwerk selbst (Murbrecher) oder durch einen Absturz.

2.3.2 Systematik der Wildbachschutzbauwerke

Schutzbauwerke in der Wildbachverbauung erfüllen ihre Aufgaben (Funktionen) – je nach Ausbaugrad der Regulierung – als Einzelbauwerke oder als Bauwerksverband. Die baulichen Maßnahmen lassen sich in die Gruppen Längsbauwerke, Querbauwerke und Flächenelemente unterteilen, welche sich auf die Lage der Anlagen im Bezug auf die Längsachse der Fließrichtung beziehen (siehe Abb. 2.6).

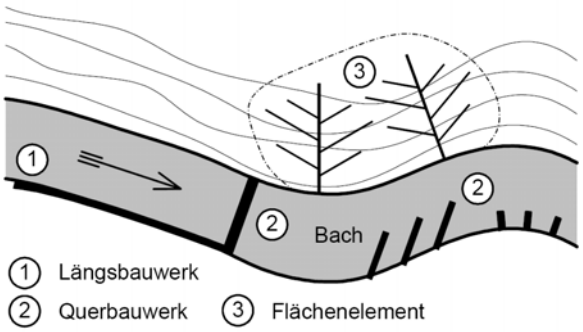


Abbildung 2.6: Maßnahmengruppen

Zu den *Längsbauwerken* zählen Ufermauern, Grobsteinschlichtungen und Leitdämme. Vorrangiges Ziel der Längsbauwerke ist es, die Erosion der Ufer zu unterbinden.

Unter *Schutzmaßnahmen mit Flächenwirkung* versteht man Maßnahmen wie Drainagen, künstliche Geländeveränderung oder Hangsicherungen. Ihre Aufgabe in der Wildbachverbauung ist es, Flächenerosion und/oder Bewegungen der Einhänge zu verhindern. Auch forstliche und viele ingenieurbiologische Maßnahmen haben diese Flächenwirkung.

Quer zur Fließrichtung angeordnete Bauwerke (*Querbauwerke*) untergliedern sich in ...

Sperren Wildbachsperren erzeugen einen vertikalen Absturz mit einer Höhe zwischen 4 und 15 m. Sie zählen zu den universellsten Bautypen in der Wildbachverbauung und können je nach Bautyp einen Großteil der gewünschten Funktionen (Abschnitt 2.3.1) wie Konsolidierung der Bachsohle, Stabilisierung der Einhänge [3] , Retention und Dosierung der Feststoffe, Retention von Wasser, Filterung und Energieumwandlung übernehmen.

Grundschwellen unterscheiden sich von Sperren im Wesentlichen durch ihre geringere Höhe. 4 m wurde als Grenze zu den Sperrenbauwerken definiert. Sie werden zur Konsolidierung der Bachsohle, zur Stabilisierung der Einhänge und zur Retention von Geschiebe eingesetzt.

Sohlgurte oder Sohlschwellen werden bündig mit der Gewässersohle eingebaut. Durch Kolkbildung entstehen kleine Abstürze an denen die Energieumwandlung konzentriert wird. So tragen sie zur Stabilisierung der Sohle bei.

[3] ...funktioniert indirekt: Durch ein Unterbinden der Sohleintiefung wird eine Unterspülung und Erosion der Ufer verhindert.

Sohlrampen erzeugen einen schrägen Absturz. Durch ihre hohe Oberflächenrauhigkeit findet eine Energieumwandlung statt, ohne das Fließgewässerkontinuum zu unterbrechen.

Buhnen und Sporne ragen vom Ufer her ins Fließgewässer und haben die Aufgabe, ein Abdrängen der Strömung zur Bachmitte zu erzeugen. Damit können Ufer oder Längsbauwerke geschützt werden.

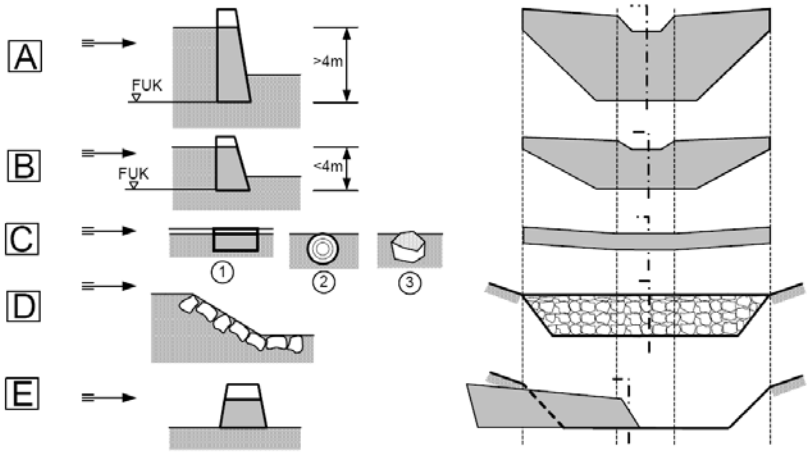


Abbildung 2.7: Querbauwerke der Wilbachverbauung: (A) Sperre; (B) Grundschwellen; (C) Sohlgurte - 1 massiv, 2 Rundholz, 3 Wasserbausteine; (D) Rampen; (E) Buhnen (aus [9],117)

Bauwerksverbände in der Wilbachverbauung lassen sich in Regulierung (ist eine geschlossene Verbaung des Bachlaufes), Staffelung (eine Serie von Querbauwerken gleicher Bauart) und Funktionskette (eine Serie von Bauwerken mit unterschiedlichen Teilfunktion z.B. Dosierung, Filterung, Energieumwandlung und Retention) untergliedern. Beispiele solcher Verbände sind in Abb. 2.8 dargestellt.

2.3.3 Klassifizierung von Wildbachsperren

Sperren stellen die universellsten Bautypen der Wildbachverbauung dar. Somit obliegt es dem Planer, für den jeweiligen Anwendungsfall eine Konstruktion zu entwickeln, die in gewünschter Weise auf die Prozesse einwirkt. Die entwickelten Konstruktionsarten stammen also aus der Praxis und sind eine Funktion aus den unterschiedlichen Einwirkungskomplexen und der Kreativität der Ingenieure.

„In der Praxis ist für die Bezeichnung von Sperrenbauwerken die Anwendung der Klassifikation nach der *Leitfunktion* (siehe Tab. 2.1), der Konstruktionsart und dem statischen System der Sperre, auf Basis der ONR 24800 [7], zu empfehlen“([9],119).

Nimmt man eine Klassifikation anhand der *Konstruktionsart* vor, unterscheidet man *geschlossene Sperren* (Vollsperren) und *offene Sperren*. Anhand einer durchgehenden oder offenen Sperrenkrone wird bei den offenen Sperren in kronengeschlossene und kronenoffene Sperren unterschieden. In einer eigenen Gruppe werden Gittersperren, Netzsperren und Seilsperren zusammengefaßt.

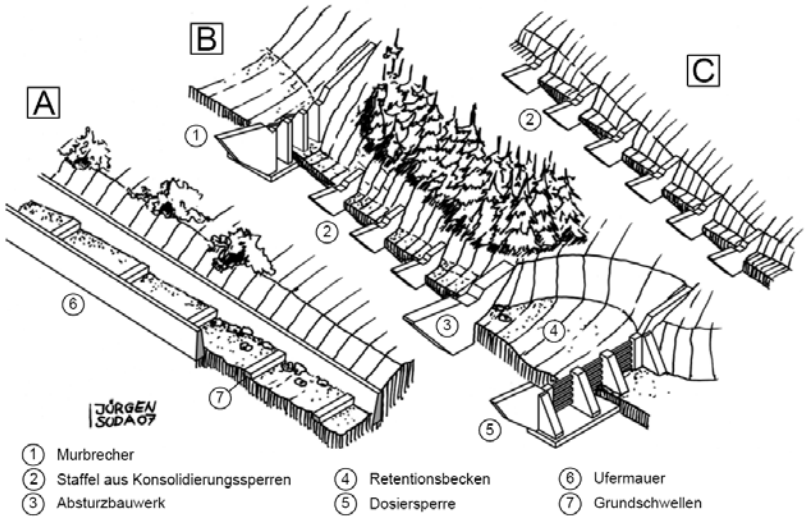


Abbildung 2.8: Beispiele für Bauwerksverbände der Wildbachverbauung: (A) Regulierung; (B) Funktionskette; (C) Staffelung

<table>
<tr><td rowspan="2">Leitfunktion</td><td>Stabilisierung
Konsolidierung</td><td colspan="2">Retention
(Rückhalt)</td><td>Dosierung</td><td>Filterung</td><td colspan="3">Energieumwandlung</td></tr>
<tr><td>Konsolidierungssperre
Grundschwellen
Sohlgurten
Rampen</td><td colspan="2">Retentionssperre
Wasser-
Geschiebe-
Muren-
retentionssperre</td><td>Dosiersperre
Wasser-
Geschiebe-
dosiersperre</td><td>Filtersperre
Grobgeschiebe-
Wildholz-
filtersperre</td><td colspan="3">Murbrecher
Absturzbauwerk
Bremsbauwerk</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Konstruktionsart</td><td>Vollwandsperre
(Geschlossene Sperre)</td><td colspan="3">Einfache Vollwandsperre</td><td colspan="4">Mehrfache Vollwandsperre (Kaskadensperre)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Offene Sperre</td><td colspan="3">Kronengeschlossene Sperre</td><td colspan="4">Kronenoffene Sperre</td></tr>
<tr><td colspan="3">Kleindolige Sperre
Großdolige Sperre</td><td>Schlitzsperre</td><td>Aufgelöste
Sperre</td><td colspan="2">Gittersperre
Netzsperre
Seilsperre</td></tr>
<tr><td rowspan="3">statisches System</td><td rowspan="3">Gewichtssperre</td><td rowspan="3">Gewölbeperre
(Bogensperre)</td><td colspan="3">Plattensperre</td><td colspan="4">Aufgelöste Tragwerke</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Einfache
Platten-
sperre</td><td rowspan="2">Pfeiler-
platten-
sperre</td><td rowspan="2">Winkel-
stütz-
mauer</td><td>Massenaktive
Tragwerke</td><td colspan="3">Vektoraktive Tragwerke</td></tr>
<tr><td>Grobfilter
Murbrecher</td><td>Gittersperre
(biegesteif)</td><td colspan="2">Netzsperre
(biegeweich)</td></tr>
<tr><td>Baustoff</td><td colspan="8">… in Holz
… in Stein
… in Konstruktionsbeton (bewehrt, unbewehrt)
… in Stahl</td></tr>
<tr><td>Verschluss Öffnungen</td><td colspan="8">… mit Balken (Holz, Stahl)
… mit Rechen (Schrägrechen)
… mit Rost
… mit Schütz (Stauklappe)</td></tr>
</table>

Tabelle 2.1: Grundlegende Klassifikation für Wildbachsperren nach ONR 24800 (aus [9],120)

Die Form und Größe der Sperrenöffnungen ist ein weiteres Klassifikationskriterium: Nach oben begrenzte Sperrenöffnungen nennt man *Dolen*, nach oben unbegrenzte *Schlitze*. Sperren mit mehrfach nach oben unbegrenzten Öffnungen bezeichnet man als *aufgelöste Sperren*.

Abb. 2.9 zeigt Beispiele dieser Klassifikation.

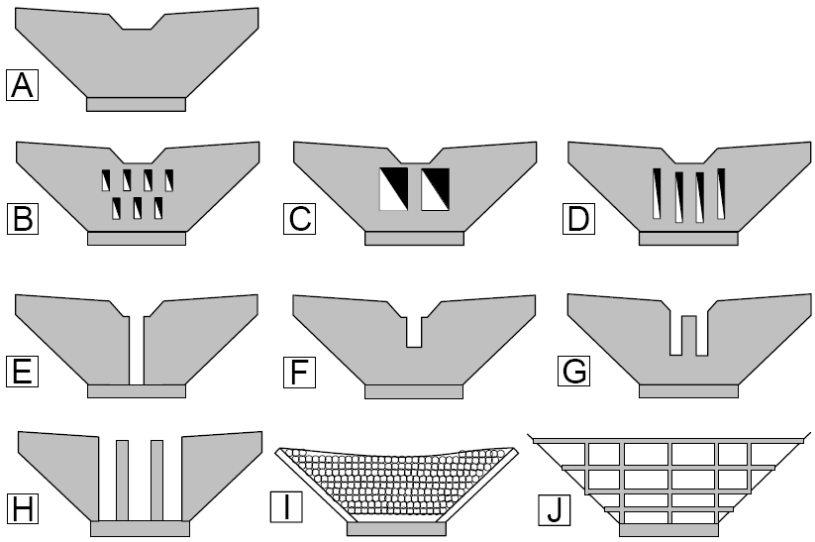


Abbildung 2.9: Beispiele für Typen von Wildbachsperren klassifiziert nach der Konstruktionsart:
(A) Vollwandsperre; (B) kronengeschlossene kleindolige Sperre; (C) kronengeschlossene großdolige Sperre; (D) kronengeschlossene Sperre mit Schlitzdolen; (E-G) Schlitzsperren; (H) aufgelöste Sperre; (I) Netzsperre; (J) Gittersperre (aus [9],121)

Welche Konstruktionen von Sperren in Abhängigkeit der gewünschten Funktion zum Einsatz kommen können, zeigt eine Funktions-Konstruktions-Matrix in Tab. 2.2 (weiß → geeignet, hellgrau → teilweise geeignet, grau → ungeeignet).

		Konstruktionstyp					
		geschlossene Sperre (Vollwandsperre)	Offene Sperre				
			Dolensperre		Schlitz-sperre	Aufgelöste Sperre	Gittersperre Netzsperre Seilsperre
			klein-dolig	groß-dolig			
Funktionstyp	Konsolidierung	Konsolidierungssperre					
	Retention	Geschieberetentionssperre (Wasserretentionssperre)					
	Dosierung			Geschiebedosiersperre			
	Filterung			(Grob-)Geschiebefiltersperre Wildholzfiltersperre			
	Energieum-wandlung	Absturzsperre		Murbrecher			

Tabelle 2.2: Einordnung von Sperrentypen im Zusammenhang mit Funktionstyp und Konstruktionstyp (Funktions-Konstruktions-Matrix) (aus [9],121)

Wie verschieden die Bautypen von Wildbachsperren ausgeprägt sein können zeigt Abb. 2.10.

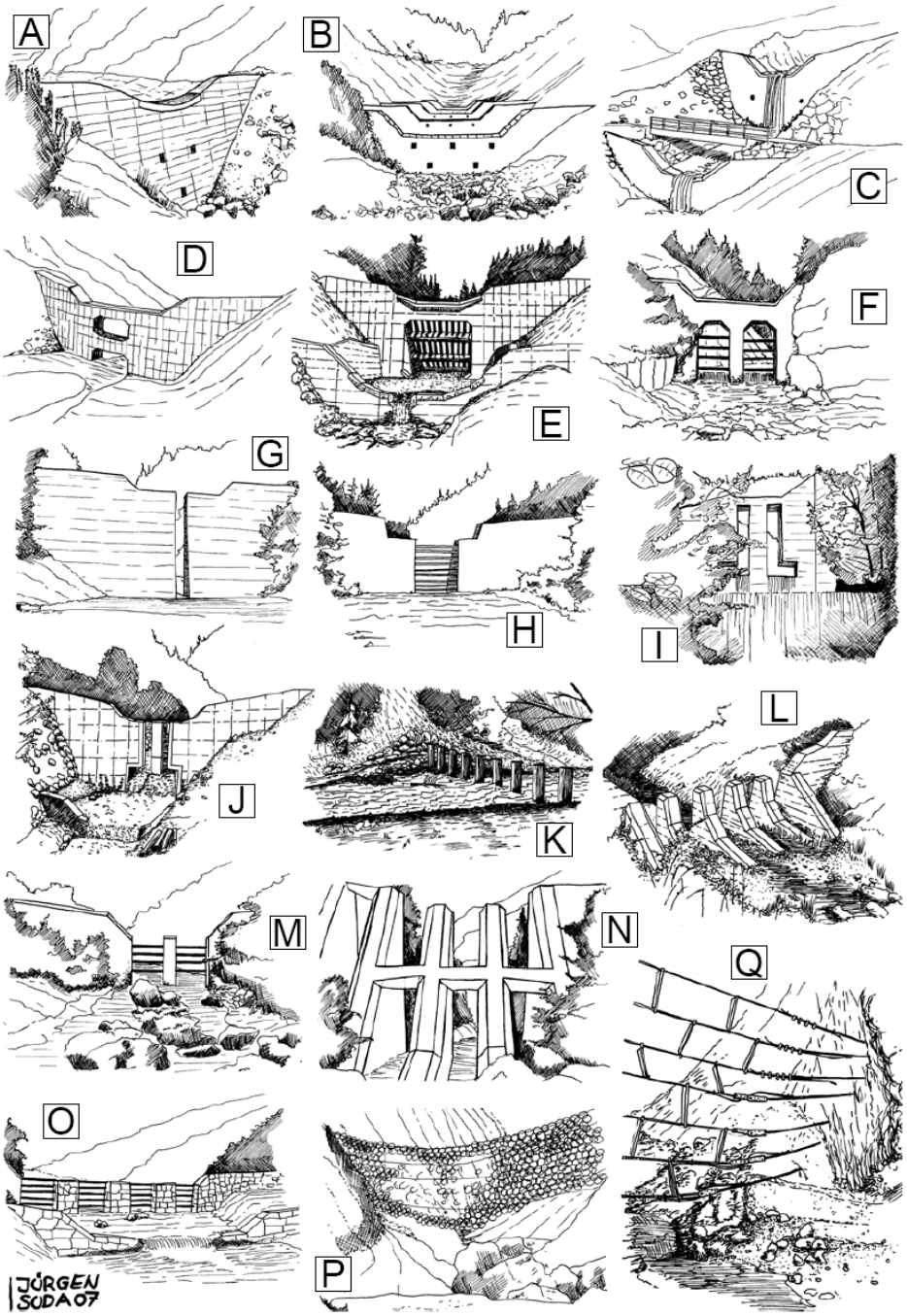


Abbildung 2.10: Beispiele für verschiedene Bautypen von Wildbachsperren: (A)-(C) Konsolidierungssperren (Vollwandsperren); (D)-(F) Großdolige Sperren (kronengeschlossen); (G) Schlitzsperre; (H) Schlitzsperre mit Balkenverschluss; (I) L-förmige Schlitzdolen; (J) Doppelschlitzsperre mit Mittelscheibe (Tragwerkstyp Winkelstützmauer); (K) Aufgelöste Sperre/Wildholzfilter (Tragwerk massenaktiv); (L) (N) Murbrecher (aufgelöste Sperre, massenaktives Tragwerk); (M) (O) Aufgelöste Sperre mit Balkenverschluss; (P) (Q) Netzsperre/Wildholzfilter (Tragwerk vektoraktiv)

2.4 Bauteile von Sperren

Im Vorschlag der ONR 24800 Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Begriffsbestimmungen und Klassifizierung [7] werden die Bauteile von Sperren in *tragende* und *funktionale* Bauwerksteile unterschieden.

„**Tragende Bauwerksteile** sind jene Bauwerksteile, die die einwirkenden Lasten in den Baugrund übertragen. Die Lasten können direkt auf diese Teile wirken oder indirekt über andere Teile übertragen werden. Tragende Bauteile können auch funktionale Aufgaben erfüllen.“ ([7], 4.5.5.8.1)

„**Funktionale Bauwerksteile** sind jene Bauwerksteile, die ausschließlich der Funktion der Sperre dienen. Sie leiten jedoch einwirkende Lasten auf tragende Bauteile weiter. Erfüllen funktionale Bauteile (z.B. Netze oder Gitter) primär tragende Funktion (Netzsperren, Gittersperren), sind sie als „Tragende Bauwerksteile“ einzustufen.“ ([7], 4.5.5.8.2)

Abb. 2.11 zeigt eine Übersicht über Bauwerksteile von Wildbachsperren aus Stahlbeton.

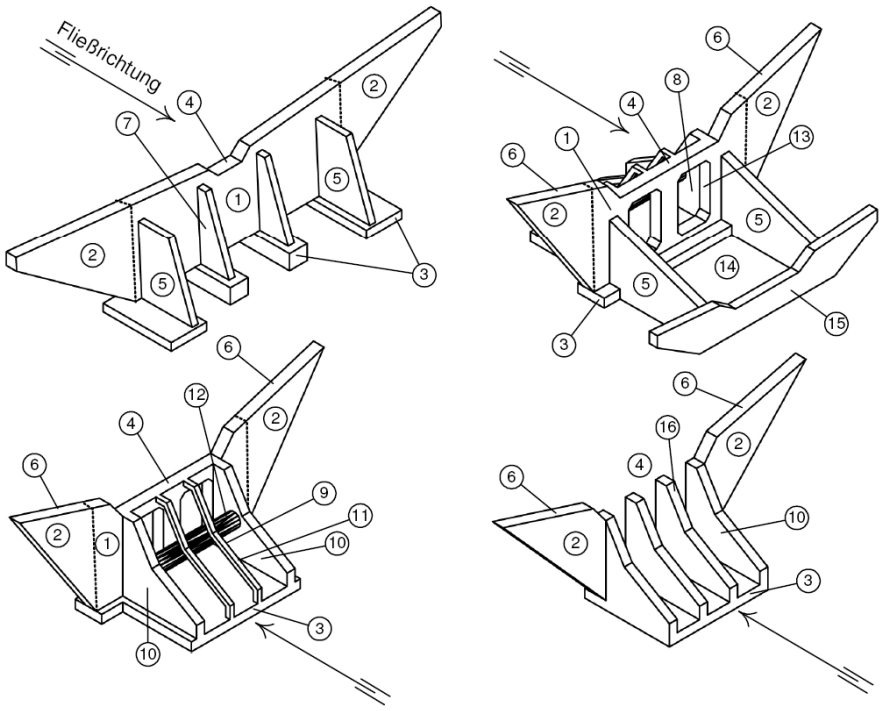


Abbildung 2.11: Übersicht über Bauwerksteile von Wildbachsperren: (1) Sperrenkörper, (2) Sperrenflügel, (3) Fundament(platte), (4) Abflusssektion, (5) (Vorfeld)wangen, (6) Sperrenkrone, (7) Stützpfeiler, (8) Öffnungen (Dolen, Schlitze), (9) Sperrenrost, (10) (Rost)wangen, (11) Schrägrechen, (12) Querträger, (13) Großdole, (14) Tosbecken, (15) Vorsperre, (16) Murteiler (aus [7], Bild 11)

Eine Abgrenzung, die für diese Arbeit vorgenommen wurde untergliedert sich in *Massige Bauteile* und *Schlanke Bauteile*.

2.4.1 Massige Bauteile

Massige Bauteile haben eine Mindestabmessung $\geq$ 80 *cm* und werden i.d.R. als Platten oder Scheiben beansprucht. In der vorliegenden Arbeit sind das:

Sperrenkörper „Der Sperrenkörper ist der Hauptteil der Sperre mit tragender Funktion, der über der Fundamentoberkante liegt." [7] Es ist jener Bauteil, für den im Kapitel 4 verschiedene Bewehrungsgrade analysiert werden.

Sperrenfundament „Das Sperrenfundament ist der unter dem Sperrenkörper bzw. unter der Geländekante liegende Teil der Sperre, der die Aufgabe der Übertragung der Lasten in den Untergrund übernimmt." [7] Je nach statischem System und Beschaffenheit des Untergrundes werden Einzelfundamente, Streifengründungen oder Plattenfundamente verwendet. Für die vorliegende Arbeit werden sie modelliert, um den Einfluss von Untergrundverformungen mitberücksichtigen zu können.

Sperrenflügel Die Sperrenflügel sind die seitlichen Teile einer Sperre, die in der Regel der Einbindung in die Talflanken dienen. Sie zählen zum Sperrenkörper. [7] Der Widerstand der Talflanken erzeugt eine Plattentragwirkung, welche mit einer dreidimensionalen Simulation im Kapitel 5 untersucht wird.

Weitere Bauteile, die massig ausgeführt werden können sind Ufermauern (Erosionsschutz), Rippen (zur Verstärkung des Mauerkörpers), Stützpfeiler (Stützfunktion und/oder Lagerung von Verschlußelementen), Wangen (z.B. als Erosionsschutz des Tosbeckens), Murteiler (teilen den Abfluss in mehrere Bereiche) und Vorsperren (Querbauwerke unterhalb der Hauptsperre zum Schutz vor Auskolkung).

2.4.2 Schlanke Bauteile

Schlanke Bauteile von Wildbachsperren, wie Balken, Rechen, Rost, Schütz oder Klappen werden meist aus Stahl hergestellt. Aber auch schlanke Stahlbetonbauteile wie Balken, Stützen oder Überlager kommen vor und ergeben sich beispielsweise bei großdoligen Sperren oder Schlitzdolen als verbleibender Sperrenkörper.

Derartige Bauteile sind natürlich standardmäßig zu bewehren und können *nicht* als massige Bauteile betrachtet werden.

2.5 Statische Systeme

Statische Systeme für Schutzbauwerke beschreiben, wie die einwirkenden Lasten in den Untergrund abgetragen werden. Laut ([7], 4.5.5.7) sind typische statische Systeme für Wildbachsperren die Gewichtsmauer, die Plattensperre, die Winkelstützmauer, die Pfeilerplattensperre und die Bogensperre. Weiters kommen aufgelöste, massenaktive und vektoraktive Tragwerke zum Einsatz.

Die für die Arbeit relevanten Systeme werden im folgenden kurz beschrieben.

2.5.1 Gewichtsmauern

Die Stützwirkung der Gewichtsmauer erfolgt ausschließlich über die Schwerkraft. Das in der Sohlfuge wirkende Moment aus der Belastung wird über das rückdrehende Moment aus

vertikalen Eigengewichtslasten aufgenommen. Die seitliche Einbindung der Sperrenflügel wird als statisch nicht wirksam angenommen.

2.5.2 Winkelstützmauern

Die Winkelstützmauer ist ein aus einer senkrechten und einer horizontalen Platte zusammengesetztes Tragwerk. Der senkrechte Schenkel hat dem Wasser- und Erddruck zu widerstehen, während der waagrechte Schenkel die Auflast aus Hinterfüllung und Wasser trägt. Durch eine biegesteife Verbindung (Bewehrung) der beiden Platten wirkt die Auflast einem Kippen der Mauer entgegen. Eine Einbindung wird auch hier statisch nicht wirksam angenommen. In Sonderfällen (z.B. Restaurieung alter Sperren) kann der waagrechte Schenkel auch luftseitig angeordnet werden.

2.5.3 Plattentragwerke

Reine Plattensperren sich ebene Flächentragwerke. Die Einwirkungen werden dabei zweiachsig zu den Talflanken und zur Sohle hin abgetragen. Die senkrecht zur Mittelebene wirkenden Lasten (Erddruck, Wasserdruck,...) lösen eine Plattentragwirkung aus, während die in der Mittelebene wirkenden Lasten (Wasserauflast, Eigengewicht,...) eine Scheibentragwirkung hervorrufen.

2.5.4 Hybridquerschnitte

Hybridquerschnitte stellen eine Übergangsform zwischen Gewichtsmauern, Winkelstützmauern und Plattentragwerken dar.

Die Form von Hybridquerschnitten hängt davon ab wie hoch die günstigen Einwirkungen (Widerstand der Talflanken und Eigengewicht der Hinterfüllung auf den horizontalen Schenkel) angesetzt werden. Dadurch reichen die Formen von massigen Querschnitten mit kleinen Fundamentvorsprüngen bis zu schlankeren Querschnitten mit längeren liegenden Schenkeln.

2.6 Entwurf von Sperren

Das Kapitel „Schutzbauwerke gegen Wildbachgefahren“ im Betonkalender 2008 [9] enthält detailierte Beschreibungen zum Entwurf, den Konstruktionsregeln, den Berechnungsgrundlagen und den hydraulischen als auch statischen Bemessungsvorschriften für Wildbachsperren. Das gesammelte Wissen stammt im Wesentlichen aus den Fachbereichen Konstruktiver Ingenieurbau, Geotechnik, Hydaulik, Hydrologie und aus der Praxis der Wildbachverbauung. Wenn man sich vor Augen führt, dass dieser Artikel bereits 190 Seiten füllt, kann man sich in etwa vorstellen wie umfangreich das geplante Normenwerk für die Errichtung, Bemessung und Instandsetzung von Schutzbauwerken – es soll bis Ende des Jahres 2008 fertig gestellt sein ([9],282) – aussehen wird.

Versetzt man sich nun in die Lage eines planenden Ingenieurs mit wenig Praxiserfahrung, der den Entwurf einer Sperre liefern soll, könnte das so aussehen:

Er hält zunächst einfache *Faustregeln* ein, die ihm von erfahreren Kollegen schnell vermittelt werden oder die er aus seinem Studium kennt. Für Detailfragen nimmt er sich die Norm zur Hand und löst damit seine Probleme.

2.6.1 Faustregeln

Eine Auswahl von Faustregeln – die in dieser Arbeit auch verwendet werden – und deren Hintergründe sollen hier erläutert werden.

Mindestens Betonfestikeitsklasse B25/30 Schutzbauwerke in der Wildbachverbaung stehen in der Regel im direkten Kontakt mit Wasser. Daraus folgt eine Mindestbetongüte von C25/30. Zusätzliche Faktoren die für eine hohe Betonqualität sprechen sind die relevanten Expositionsklassen (XC, XF, XM nach [2]), der chemische Angriff (wie durch kalkaggressive Kohlensäure, Sulfate oder Huminsäuren) und Abrasion durch das im Gewässer mitgeführte Geschiebe. Es gibt aber auch eine Grenze nach oben: Ab einer Bauteildicke von $1,5\,m$ darf maximal ein Beton der Güte C30/37 eingesetzt werden. Bei einem hohen Zementgehalt sind auch die Wärmeentwicklung der hydraulischen Umlagerung und einhergehende Temperaturspannungen beim Abkühlen höher. Man verhindert also zu hohe Eigenspannungen beim Abbindevorgang.

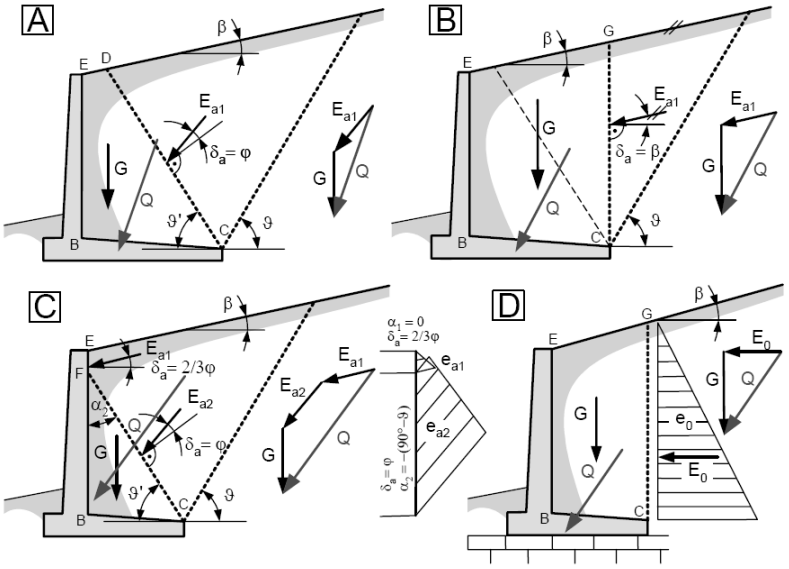
Mindestdurchmesser der Bewehrung 10 mm ist eine praktische Forderung und ergibt sich daraus, dass überbeanspruchte Bauwerke, welche oft Risse im Milimeter- bis Zentimeterbereich aufweisen, weiterhin ihre Aufgabe erfüllen sollen. Ein Rosten der freigelegten Bewehrung darf dabei möglichst lange keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben.

Betondeckung größer 7 cm „In der Praxis werden für Sperrenbauwerke generell Betondeckungen $> 55\,mm$ verwendet, im Bereich der Abflusssektion in Verbindung mit teilgepanzerten Kronen bis zu $100\,mm$"([9],165). Ein Wert von $7\,cm$ hat sich bei den Wildbachverbauern etabliert. Ähnliche Faktoren wie bei der Betonfestigkeitsklasse und Abweichungen bei der Einbaugenauigkeit dürften auch eine Rolle spielen.

Mindestquerbewehrungsgrad von 20 % der Hauptbewehrung als Querbewehrung. Stammt aus der Plattentheorie und gewährleistet die Plattentragwirkung. Die Modellvorstellung sieht so aus, dass sich eine einachsig gespannte Platte in einzelne Träger mit der Breite $1\,m$ zerlegen läßt. Da die Träger untereinander verbunden sind, wird eine Querdehnung verhindert und es entstehen Momente normal zur Haupttragrichtung (quer zu den Trägerachsen). Um diese Momente abzudecken, ist eine Mindestquerbewehrung einzulegen – die 20 % folgen aus der Querdehnungszahl $\nu = 0,2$ von Beton.

Rissbreiten kleiner 0,3 mm Zur Einhaltung der Gebrauchstauglichkeit zählt unter anderem die Beschränkung der Rissbreiten (siehe Abschnitt 3.2.3, Seite 37). Sie gewährleistet in erster Linie die Dauerhaftigkeit eines Bauteils unter Gebrauchslast und wird erreicht durch Einhalten von bestimmten Konstruktionsregeln wie Mindestbewehrung, Grenzdurchmesser und Grenzstababstände. Die Festlegung des Grenzwertes erfolgt normgemäß über die Umgebungsklassen für Bewehrungskorrosion und Anforderungsklassen ([23], 5.88) und/oder Festlegung durch den Bauherrn bzw. die Behörde. Ein Wert von $w_k = 0,3\,mm$ ist in der Regel ausreichend.

Fundamentvorsprung größer 5 cm ist eine alte Weisheit im Betonbau und hat einen sehr praktischen Hintergrund: Es wird dadurch möglich, die Wandschalung ohne zusätzlichem Aufwand auf eine bereits vorhandene saubere und plane Unterlage aufzusetzen.



htbp

Abbildung 2.12: Erddruckansätze für den Nachweis der äußeren Standsicherheit von Winkelstützmauern: (A) Ansatz der tatsächlichen Gleitflächenverläufe an Mauern mit langem Schenkel; (B) vereinfachter Ansatz von A an einer senkrechten Ersatzebene; (C) Ansatz der Gleitflächenverläufe an Stützmauern mit kurzem Schenkel; (D) Erdruhedruck bei unnachgibiger Gründung (aus [9], 260)

Mindestbauteildicke In der Praxis hat sich eine Mindestdicke der Sperrenkrone bei Gewichtssperren von 70 *cm* bewährt. Hält man diese Regel auch bei Stahlbetonquerschnitten – wie Winkelstützmauern oder Hybridquerschnitten – ein, ergibt sich meist der Vorteil, dass die Querkraft ohne Schubbewehrung vom Betonquerschnitt aufgenommen werden kann.

Schenkellänge von Winkelstützmauern Die Wahl der Schenkellänge bei Winkelstützmauern beeinflußt vor allem, wie der Erddruck angesetzt werden kann und wieviel Masse der Hinterfüllung zur äußeren Standsicherheit beiträgt. Eine Unterscheidung in kurzen und langen Schenkel beruht darauf, ob die vordere Gleitfläche (Abb. 2.12, (A) Linie $\overline{CD}$, (C) Linie $\overline{CF}$) die Mauerrückseite schneidet oder nicht. Als erste Näherung kann nach [12] die Fundamenttiefe (Länge des liegenden Schenkels) mit 60 bis 70 % der Sperrenhöhe angenommen werden.

Anzug der Wand Bei Winkelstützmauern wird in der Regel ein luftseitiger Anzug der Wand von 6:1 bis 12:1 festgelegt, für Schwergewichtsmauern von 4:1 bis 10:1. Dafür sprechen einerseits ästhetische Gründe – ein Anzug vermittelt einen stabileren Eindruck – vor allem aber auch konstruktive: Der Schwerpunkt des Gewichts verlagert sich nach hinten und hat somit positive Auswirkungen auf die äußere Standsicherheit. Die statische Höhe der Bemessungsquerschnitte nimmt mit der Tiefe zu und passt sich so der Belastung (Momentenverlauf einer Einspannung) an. Im Bezug auf die Betonkubatur kann so wirtschaftlicher bemessen werden.

Murbelastung entspricht vierfachem Wasserdruck In der Literatur finden sich nur weni-

ge Angaben über die Belastung aus einem Murgang. Es gibt zwar aus Modellversuchen abgeleitete Formeln (Kherkheulidze, Armanini, Hübl/Holzinger) – diese sind jedoch nur beschränkt auf den realen Fall zu übertragen, da Evaluierungen der Formelergebnisse mit Messdaten aus der Natur noch ausstehen. Einige Verteilungen zeigt Abb. 2.13. In der Praxis wird üblicherweise der hydrostatische Wasserdruck mit einem dynamischen Beiwert multipliziert und als Dreiecks- oder Gleichlast angesetzt (nach Lichtenhahn [19], siehe Abschnitt 4.3.2, Seite 50). Wie so oft spielt auch hier bei der Wahl des Beiwertes die Erfahrung eine große Rolle. Der Betonkalender 2008 ([9],186) betitelt Werte zwischen 3 und 11 als in der Praxis üblich.

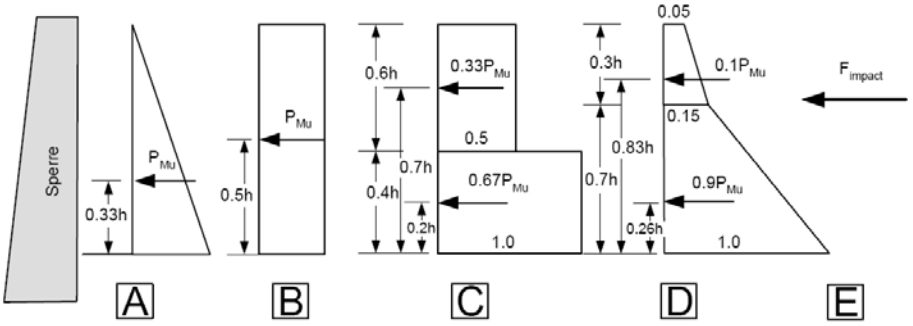


Abbildung 2.13: Vorschläge für Lastverteilungen von Murgängen: (A) dreiecksförmig nach Lichtenhahn; (B) rechteckig lt. Eidgenössisches Amt für Straßen- und Flussbau; (C) für granularen Murgang nach Suda/Strauß; (D) für schlammartigen Murgang nach Suda/Strauß; (E) Einzellast (Stoß durch großen Block); (aus [9],188)

Erddruckansätze Abgesehen von den Bodenkennwerten und vom Wandreibungswinkel, die den Berechnungen der Erddruckbeiwerte zu Grunde liegen, ist es vor allem die Nachgiebigkeit der Konstruktion die beeinflußt wie hoch der Erddruck ist, der für die jeweiligen Lastansätze zu verwenden ist.

Die empfohlenen Ansätze für den Erddruck setzen sich auf der *Einwirkungsseite* aus Anteilen des aktiven Erddruckes und des Erdruhedruckes zusammen. Beim aktiven Erddruck ist die Bewegung des Bauwerkes so groß, dass sich eine Gleitfläche im Boden ausbilden kann. Der Erdruhedruck entspricht der Insitu-Spannung.

Bewegt sich das Bauwerk zum Erddreich hin, spricht man vom passiven Erddruck. Wenn er bei Berechnungen der äußeren Standsicherheit als *Widerstand* angesetzt wird, ist dieser abzumindern.

Hydrostatischer Wasserdruck Unter Annahme einer Verklausung der Öffnungen ist grundsätzlich bei Konsolidierungs- und Retentionssperren der volle hydrostatische Wasserdruck anzusetzen. Kann sich eine Sickerströmung im Untergrund ausbilden, ist auch der Sohlwasserdruck mit zu berücksichtigen. Siehe Abschnitt 2.6.2

2.6.2 Einwirkungskombinationen

Die Belastbarkeit hängt letztlich immer davon ab, welche Lastszenarien bei der Bemessung – sowohl bei der äußeren als auch bei der inneren Standsicherheit – durchgespielt werden. Im

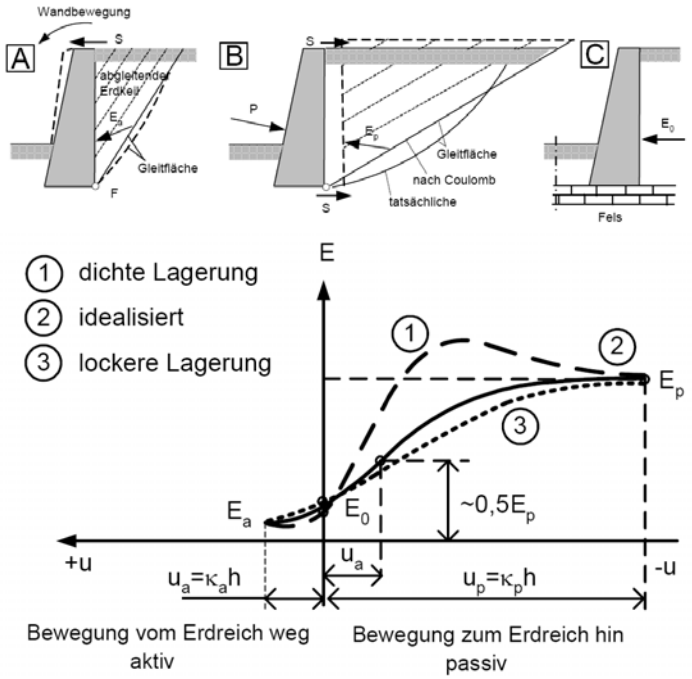


Abbildung 2.14: Grenzfälle des Erddrucks: (A) aktiver Erddruck; (B) passiver Erddruck; (C) Erdruhedruck; (unten) Erddruck in Abhängigkeit der Wandbewegung (aus [9],177)

Betonkalender ([9],218ff) werden je nach Situation verschiedene Einwirkungskombinationen (siehe Bilder 2.15–2.19) *vorgeschlagen*. Sie basieren auf Schweizer Richtlinien [13], Molin [21] und Erfahrungen aus der Bemessungspraxis und der Autoren. Es wird außerdem darauf hingewiesen, dass für den konkreten Fall ein erfahrener Ingenieur die Bedingungen im Einzugsgebiet einzuschätzen hat. Ihm obliegt es also letztlich welche Lasten, Kombinationen und außergewöhnlichen Einwirkungen angesetzt werden.

Tab. 2.3 gibt eine Empfehlung ab, welche der Kombinationen im Einzelfall maßgebend ist. In Abhängigkeit von der Funktion und dem maßgeblichen Bemessungsprozess, werden die Einwirkungskombinationen vorgeschlagen. In der Tabelle findet sich weiters eine Untergliederung in die Bemessungssituationen ständig, vorübergehend und außergewöhnlich (in Anlehnung an EC 07 EN 1997-1-1 und EC 0 EN 1990). Außergewöhnliche Bemessungssituationen (LF 3), die mit den vorgeschlagenen Kombinationen nicht erfasst werden, liegen wieder in der Verantwortung des Planers (zB. Erdbeben, Lawinen, Talzuschub, . . .).

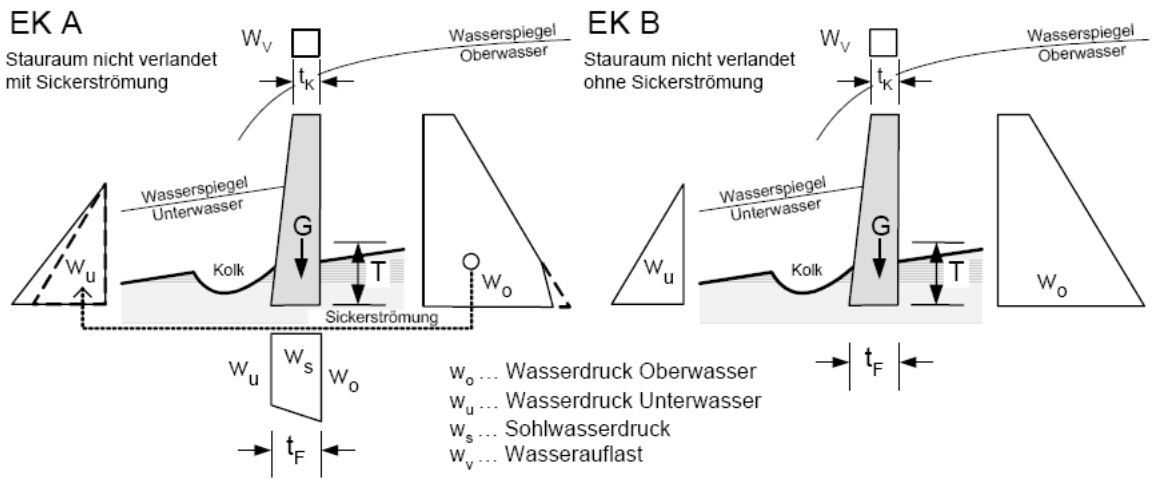


Abbildung 2.15: Einwirkungskombinationen auf eine frei stehende bzw. nicht verlandete Sperre; (EK A) mit Sickerströmung; (EK B) ohne Sickerströmung

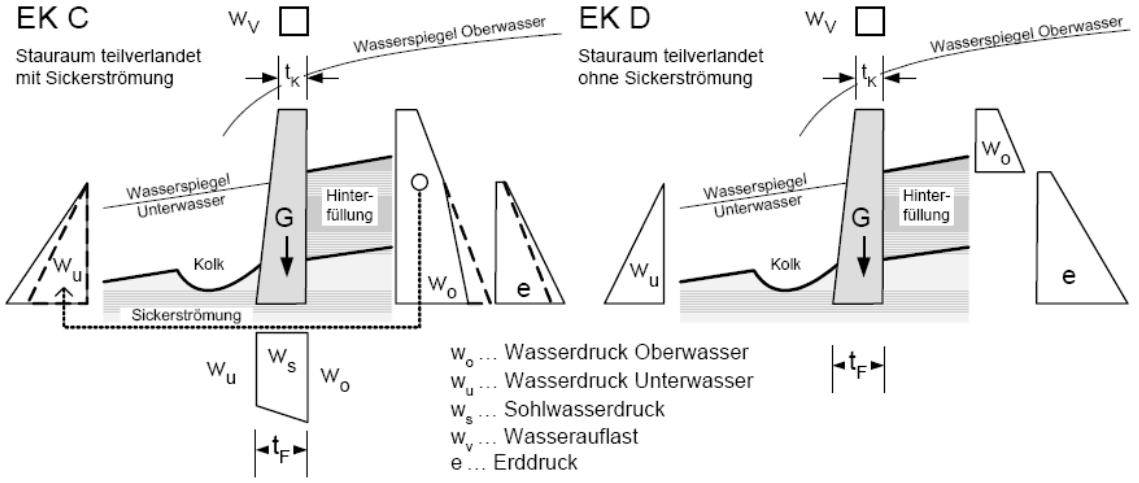


Abbildung 2.16: Einwirkungskombinationen auf eine Sperre mit teilgefülltem Stauraum; (EK C) mit Sickerströmung; (EK D) ohne Sickerströmung

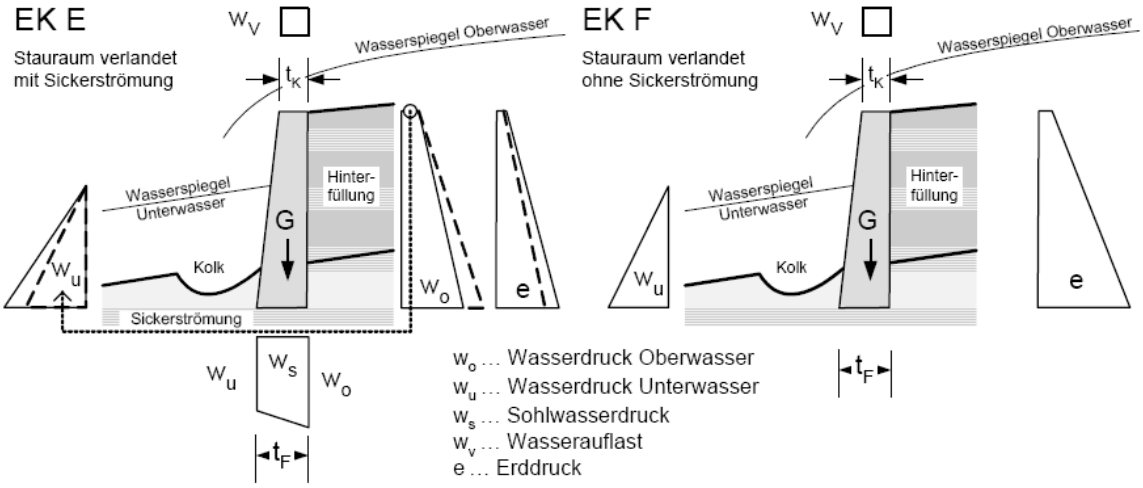


Abbildung 2.17: Einwirkungskombinationen auf eine Sperre mit gefülltem Stauraum; (EK C) mit Sickerströmung; (EK D) ohne Sickerströmung

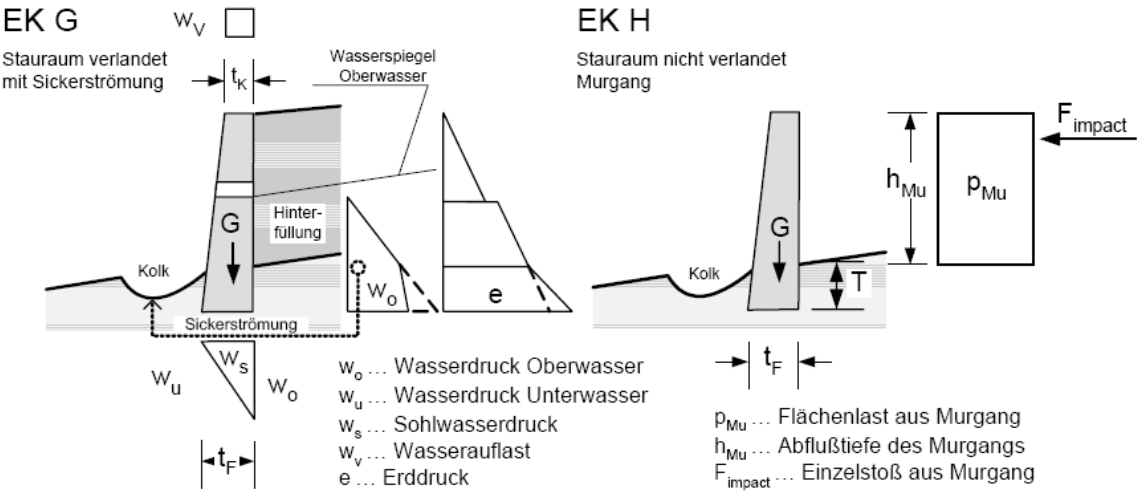


Abbildung 2.18: Einwirkungskombinationen auf eine Sperre mit (EK G) gefülltem Stauraum und unterirdischem Abfluss und (EK H) Murgang auf nicht verlandeten Stauraum

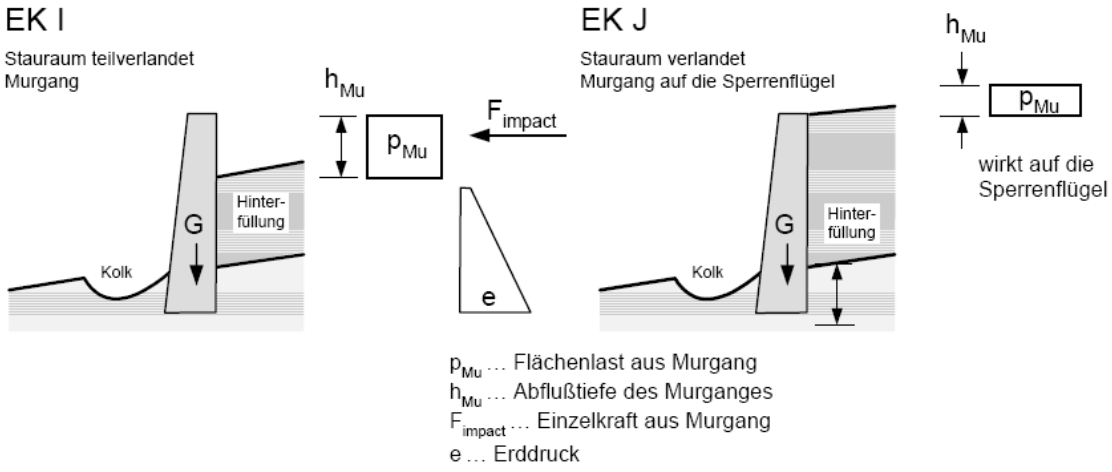


Abbildung 2.19: Einwirkungskombinationen aus Murgängen; (EK I) Stauraum teilverlandet; (EK J) Stauraum verlandet und Murgang auf Sperrenflügel

Funktion	Maßgeblicher Bemessungsprozess								
	Hochwasser			Feststofftransport			Murgang		
	LF 1	LF 2	LF 3	LF 1	LF 2	LF 3	LF 1	LF 2	LF 3
Konsolidieren	E∩G∩ F[2)]	A∩B∩ C∩D[1)]		E∩G∩ F[2)]	A∩B∩ C∩D[1)]		E∩G∩F ∪J[2)]	A∩B∩ C∩D[1)]	H∩I[1)]
Retendieren	A∩B			A∩B∩ C∩D∩ E∩F			A∩B∩C ∩D∩E∩ F∩G	J	
Dosieren	A∩B			A∩B∩ C∩D∩ E∩F			A∩B∩C ∩D∩E∩ F	J	H∩I
Filtern	A∩B			A∩B∩ C∩D∩ E∩F			A∩B∩C ∩D∩E∩ F∪J		H
Energieumwandlung (Absturzbauwerke)							E∩F∪J		I
Energieumwandlung (Murbrecher)							H∩I∩F ∪J∪B		

LF 1: Ständige Bemessungssituation
LF 2: vorübergehende Bemessungssituation
LF 3: außergewöhnliche Bemessungssituation

∩ oder; ∪ und
1) als Bauzustände
2) soll das Tragwerk dauerhaft seitlichem Hangdruck widerstehen ist diese Einwirkung gemeinsam mit EK F anzusetzen

Tabelle 2.3: Einwirkungskombinationen, die in Abhängigkeit des Funktionstyps des Bauwerkes mindestens zu berücksichtigen sind (Empfehlung aus [9],221)

3 Berechnungsgrundlagen

In diesem Kapitel werden die theoretischen Grundlagen der Berechnungen für die, im Kapitel 4 verwendeten Modelle geliefert.

3.1 Äußere Standsicherheit

Der Nachweis der Äußeren Standsicherheit wird geführt, um auf den Baugrund wirkende Lasten sicher in den Untergrund ableiten zu können. Für die Beispiele wurde die Sicherheit gegen Grundbruch, Kippen und Gleiten nachgewiesen. Je nach Bemessungssituation können noch angesetzt werden: Hydraulischer Grundbruch, Auftriebssicherheit, Geländebruch.

Die Lasteinleitung in den Untergrund erfolgt in erster Linie über die Fundamentsohle. Eine gängige Vorgehensweise (für Grundbruch, Kippen und Gleiten) bei Flachgründungen ist es, sich die die Resultierende der einwirkenden Kräfte in der Sohlfuge zu bestimmen und mit dieser die Nachweise zu führen.

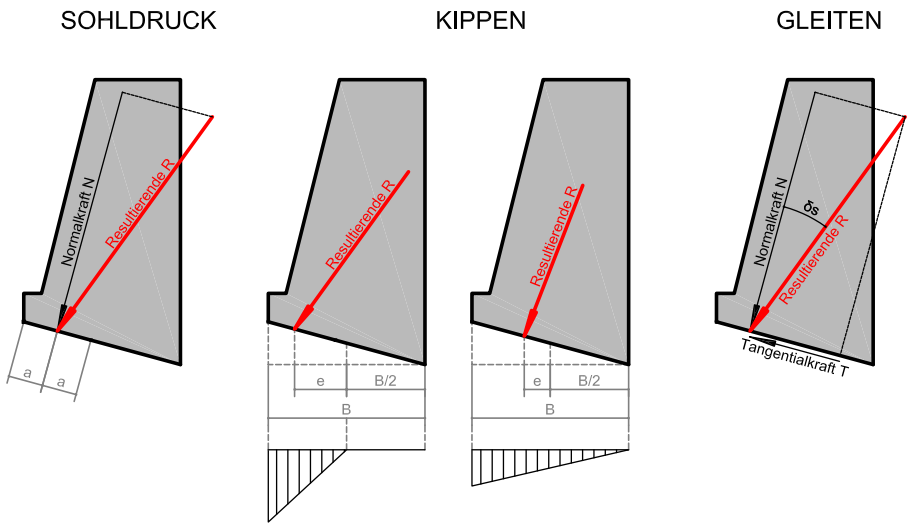


Abbildung 3.1: Äußere Standsicherheit

3.1.1 Grundbruch

Nach ÖN B4435-2 Flachgründungen ([3], 6.1) gilt als Bemessungswiderstand die aufgrund von Teilsicherheitsbeiwerten für die Scherparameter berechnete Grundbruchslast.

Der Nachweis der Grundbruchsicherheit wird erbracht durch:

$$Q \leq Q_{f,d} \tag{3.1}$$

Dabei ist Q die einwirkende Sohldruckkraft – also die Resultierende der einwirkenden Kräfte – und $Q_{f,d}$ der Bemessungswert der Grundbruchslast. Für den Endzustand [1] setzt sich die Grundbruchslast aus den drei Anteilen für Fundamentbreite, Einbindetiefe und Kohäsion zusammen.

$$Q_{f,d} = A' \cdot (\gamma'_u \cdot b' \cdot N_\gamma + \gamma'_o \cdot t \cdot N_q + c_d \cdot N_c) \tag{3.2}$$

Hier bedeuten:

- b': rechnerische Breite des Fundaments in $[m]$, projiziert in eine horizontale Ebene
- A': rechnerische Fläche des Fundaments in $[m^2]$, projiziert in eine horizontale Ebene
- N_γ, N_q, N_c: Tragfähigkeitswerte, abhängig vom Bemessungswert des Reibungswinkel φ des Bodens, der Lastneigung δ_s, der Geländeneigung β, der Neigung der Sohlfläche α und der Fundamentform
- c_d: Kohäsion des Bodens in $[kN/m^2]$ als Bemessungswert
- t: geringste Gründungstiefe in $[m]$ unter der Oberfläche des Geländes
- γ'_o: Wichte in $[kN/m^3]$ des Bodens oberhalb der Gründungssohle
- γ'_u: Wichte in $[kN/m^3]$ des Bodens unterhalb der Gründungssohle

Will man sich die Berechnung ersparen, ist es möglich nach DIN V 1054-100 bzw. [16], 248ff – unter bestimmten Voraussetzungen für die Anwendung – Diagramme zu verwenden, um den zulässigen Sohldruck σ_{zul} zu bestimmen. Diese Vorgehensweise eignet sich gut für Vorbemessungen. Die Bedingung für den Nachweis lautet dann:

$$\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul} \tag{3.3}$$

Der einwirkende Sohldruck σ_{vorh} errechnet sich aus der Normalkraft auf die Sohle, bezogen auf jene Fläche des Fundamentes, in der diese Kraft übertragen wird. Als Annahme gilt hier der doppelte Abstand a (siehe Abb. 3.1, Sohldruck).

$$\sigma_{vorh} = \frac{N}{2a} \tag{3.4}$$

Der aufnehmbare Sohldruck σ_{zul} aus Diagrammen findet sich z.B. in [23], 11.28 oder [16], 249. Im späteren Beispiel wird er mit $350\,kN/m^2$ angenommen. Das enspricht einem praxisnahen Wert und orientiert sich am Bemessungsbehelf für Wildbachsperren [10] (siehe Tab. 3.1).

[1] Endzustand bedeutet: Nach Abbau des Porenwasserüberdrucks (drainiert). Bei bindigen Böden ist auch der Anfangszustand (undrainiert) nachzuweisen!

ZULÄSSIGE BODENPRESSUNG $\sigma_{zul,B}$		
plastischer Ton, Lehm	$50 - 200$	kN/m^2
toniger Sand	$150 - 250$	kN/m^2
Grobsand bis Kies	$200 - 400$	kN/m^2
Mergel festgelagert	$300 - 500$	kN/m^2
Kies, Schotter	$400 - 600$	kN/m^2
harter, fester Fels	$2000 - 3000$	kN/m^2

Tabelle 3.1: Zulässige Bodenpressung lt. Dimensionierung von Wildbachsperren (Schweizer Richtlinie) bzw. lt. [10]

3.1.2 Kippen

Der Nachweis der Kippsicherheit wird dadurch erfüllt, dass die Resultierende innerhalb der Kernweite angreift. Wobei hier zwei Fälle zu unterscheiden sind (siehe Abb. 3.1, Kippen):

Der Angriffspunkt der Resultierenden aus den ständigen Lasten muss innerhalb der ersten Kernweite liegen. Das verhindert eine klaffende Fuge und bedeutet, dass die Kräfte in der gesamten Fundamentfläche übertragen werden.

Der Angriffspunkt der Resultierenden aus ständigen und veränderlichen Lasten muss innerhalb der zweiten Kernweite liegen. Das bedeutet, dass sich im ungünstigsten Fall eine klaffende Fuge bis zum Schwerpunkt der Fundamentfläche ergibt und die Spannungen über die Hälfte des Querschnittes verteilt sind.

Die Vorgehensweise stammt aus DIN 1054 oder ÖN B4435-2 [3], 9 Kippsicherheit.

für Ständige Lasten
$$\frac{e}{B} \leq \frac{1}{6} \tag{3.5}$$

Ständige Lasten und Veränderliche Lasten
$$\frac{e}{B} \leq \frac{1}{3} \tag{3.6}$$

3.1.3 Gleiten

Um die Gleitsicherheit nachzuweisen, wird der Lastneigungswinkel zur Normalen auf die Sohlfläche δ_S mit dem Kontaktreibungswinkel δ verglichen (siehe Abb. 3.1, Gleiten). Das gilt für nichtbindige Böden. Bei Fundamenten aus Ortbeton wird ϕ, der Reibungswinkel des Bodens mit dem Kontaktreibungswinkel δ gleichgesetzt und mit Abminderungsfaktoren für Scherparameter und Reibungswinkel versehen ([16], 288 oder [3], 7.1 Endzustand).

$$\tan \delta_k = \frac{\tan \phi_k}{\gamma_\delta} \tag{3.7}$$

wobei $\gamma_\delta = 1,2$ für Ortbetonfundamente und $1,8$ für Fertigteilfundamente

$$\tan \delta_d = \frac{\tan \delta_k}{\gamma_\phi} \tag{3.8}$$

wobei $\gamma_\phi =$ Sicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel

$$\eta = \frac{\tan \delta_d}{\tan \delta_s} \tag{3.9}$$

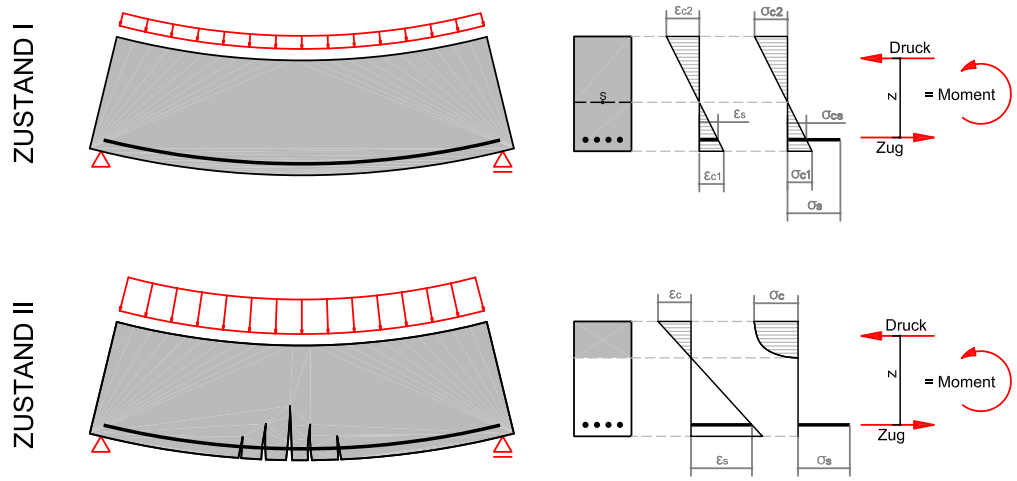


Abbildung 3.2: Tragverhalten Stahlbeton, nach ([8], 40–41)

3.2 Bauteilverhalten

„Unbewehrter Beton besitzt eine eine hohe Druckfestigkeit und eine vergleichsweise niedrige Zugfestigkeit (Verhältnis 1/10 bis 1/20)“([8], 40). Um die hohe Druckfestigkeit des Betons ausnutzen zu können, werden daher die Zugzonen mit Stahl verstärkt. Das ergibt den Verbundwerkstoff Stahlbeton. In den nächsten Kapiteln soll nun vermittelt werden, wie sich dieser Verbundwerkstoff unter Belastung verhält und wie man ihn bemißt.

3.2.1 Stahlbetonquerschnitt unter Biegung

Bei einem auf Biegung beanspruchten Stahlbetonträger unterscheidet man zwei Zustände der Verformung (siehe Abb. 3.2).

Im Zustand I (ungerissener Zustand) sind die Belastung und die Verformung noch so gering, dass in der Zugzone keine Risse auftreten. Die Zugspannungen können vom Beton noch aufgenommen werden. Die Dehnungen im Verbundquerschnitt entsprechen denen des Beton.

Wird nun die Belastung gesteigert erhöhen sich die Spannungen im Zuggurt und der Beton kann diese nicht mehr aufnehmen. Er beginnt zu reissen und die Zugspannungen werden auf die Hauptbewehrung übertragen. Es stellt sich der Zustand II (gerissener Zustand) ein. Erst in diesem Zustand ist es möglich – durch das Kräftepaar Stahlzug und Betondruck – die hohe Druckfestigkeit des Betons auszunutzen.

„Die sich im Zustand II einstellenden Risse entstehen, da die bei üblichen Betonstählen auftretenden Gebrauchsdehnungen ($\epsilon_s \approx 1,5‰$) um eine Zehnerpotenz größer sind, als die Bruchdehnung des Betons ($\epsilon_c \approx 0,2‰$)“([8], 41). Damit diese Risse die Dauerhaftigkeit des Bauteiles nicht beeinträchtigen (Korrosion), müssen sie unter einem bestimmten Maß bleiben (üblicherweise zwischen $0,1$ und $0,3mm$). Näher behandelt wird dieses Problem im Abschnitt 3.2.3 Rissebeschränkende Bewehrung und Abschnitt 3.3 Mindestbewehrungskonzepte.

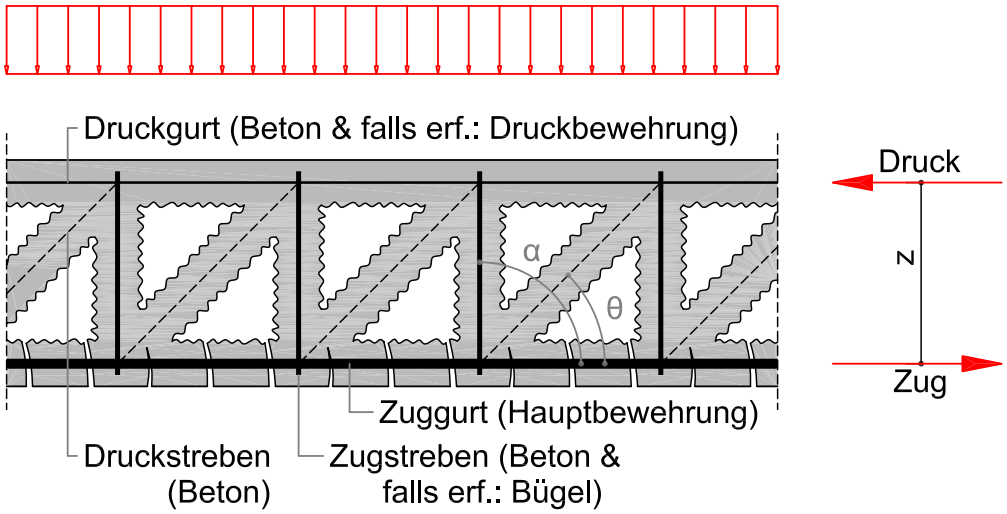


Abbildung 3.3: Fachwerkmodell, nach ([5], Bild 6.5)

3.2.2 Robustheitsbewehrung (ULS)

Die Bemessung eines Stahlbetonquerschnittes im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) erfolgt nach ÖN EN 1992-1-1 [5]. Die darin enthaltenen Formeln beruhen im Wesentichen auf der Modellvorstellung eines Fachwerks (siehe Abb. 3.3). Dieses Kapitel enthält ein Bemessungsschema für Rechteckquerschnitte ohne Druckbewehrung nach ÖN EN 1992-1-1. Es besteht aus Biegebemessung und Querkraftnachweis und stammt aus [26], 168–180.

Überschlägige Biegebemessung mit

M_{Sd} in der Symetrieachse wirkendes Moment (Bemessungswert)

N_{Sd} Bemessungswert der Normalkraft

f_{yd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls

$z \approx 0,8 \cdot h$ Hebelsarm der inneren Kräfte bei gesuchter Nutzhöhe

$$A_{s,erf,1} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left(\frac{M_{Sd}}{z} + N_{Sd} \right) \tag{3.10}$$

Berechnung der Nutzhöhe mit

h Querschnittshöhe

c Betondeckung

$$d = h - c - d_{\text{Bü}} - \frac{d_s}{2} \tag{3.11}$$

Umrechnung der Schnittgrößen auf die Schwerachse der Längsbewehrung mit

$z_{s1} = d - (h/2)$

$$M_{Sds} = M_{Sd} - N_{Sd} \cdot z_{s1} \tag{3.12}$$

Grenzmoment als Entscheidungskriterium ob eine Druckbewehrung benötigt wird

$$M_{Sds,lim} = 0,688 \cdot (x/d)_{lim} \cdot (1 - 0,416 \cdot (x/d)_{lim}) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \tag{3.13}$$
$M_{Sds,lim} > M_{Sds} \rightarrow$ keine Druckbewehrung erforderlich
$M_{Sds,lim} < M_{Sds} \rightarrow$ Druckbewehrung erforderlich

Bezogenes Moment

$$\mu_{Sds} = \frac{M_{Sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \tag{3.14}$$

Erforderliche Längsbewehrung mithilfe dimensionsloser Beiwerte aus Tabellen. Für Rechteckquerschnitte ohne Druckbewehrung (aus [26], 172): ω

$$A_{s,erf} = \frac{1}{f_{yd} \cdot (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Sd})} \tag{3.15}$$

Nachweis der Betonzugstrebe (bzw. die vom Beton alleine aufnehmbare Querkraft), zur Entscheidung ob Schubbewehrung erforderlich ist

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \tag{3.16}$$
$V_{Rd,c} \geq (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

wobei

f_{ck} die charakteristische Druckfestigkeit des Beton

$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$ mit d in mm

$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0,02$

A_{sl} die Fläche der Zugbewehrung, die mind. $\geq (l_{bd} + d)$ über den betrachteten Querschnitt hinausgeführt wird.

b_w die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts

$\sigma_{cp} = N_{Sd}/A_c \leq 0,2 \cdot f_{cd}$

N_{Sd} die Normalkraft des Querschnitts infolge Längskraftbeanspruchung oder Vorspannung

A_c Querschnittsfläche Beton

$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$

$\nu_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$

$k_1 = 0,15$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,c} \rightarrow \text{Keine Schubbewehrung erforderlich} \tag{3.17}$$
$$V_{Sd} \geq V_{Rd,c} \rightarrow \text{Schubbewehrung erforderlich} \tag{3.18}$$

Benötigte Schubbewehrung für vertikale Bügel mit ...

$V_{Sd,s} = V_{Sd} - V_{Rd,c}$ der von den Betonzugstreben nicht aufnehmbaren Querkraft

θ Winkel zwischen Betondruckstrebe und der rechtwinkelig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse

A_{sw} die Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung (z.B. eines Bügels)

s Abstand der Bügel

$$a_{sw} = \frac{V_{Sd,s}}{z \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta} \tag{3.19}$$
$$a_{sw} = A_{sw}/s$$

Nachweis der Betondruckstrebe (nur bei eingelegter Schubbewehrung) mit

$\nu_1 = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ ein Festigkeitsabminderungsbeiwert für unter Querkraft gerissenen Beton

α_{cw} ein Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt. $\alpha_{cw} = 1$ für Tragwerke, die nicht aus Spannbeton sind

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \tag{3.20}$$
$$V_{Sd} \leq V_{Rd,max} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

Kann dieser Nachweis nicht erfüllt werden, hat man theoretisch nur mehr die Möglichkeit die Betonqualität zu erhöhen, oder die Querschnittsabmessungen zu ändern.

3.2.3 Rissebeschränkende Bewehrung (SLS)

Neben der, im Abschnitt 3.2.2 behandelten Bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, gibt es noch die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS). Ziel der Gebrauchstauglichkeit ist es eine gewünschte Dauerhaftigkeit, die ordnungsgemäße Funktion und das Erscheinungsbild zu gewährleisten. Im wesentlichen gibt es laut [23], 5.86–5.92 drei Nachweise zu führen:

- Begrenzung der Spannungen
- Begrenzung der Rissbreiten
- Begrenzung der Verformungen

Begrenzung der Spannungen

Die Begrenzung der *Betondruckspannungen* hat zwei Gründe: Einerseits entstehen bei hohen Spannungen in der Druckzone, Querzugspannungen, die zu Rissen parallel zur vorhandenen Längsbewehrung führen können (→ Dauerhaftigkeit).

Andererseits führen Betondruckspannungen unter quasi–ständigen Einwirkungen, die über 45% der charakteristischen Betonfestigkeit liegen zu einer erhöhten Kriechverformung (→ Erscheinungsbild).

Stahlspannungen unter Gebrauchslast, die oberhalb der Streckgrenze liegen führen zu großen und ständig offenen Rissen (→ Dauerhaftigkeit).

Der *Nachweis* selbst besteht entweder aus der Einhaltung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln, oder aus einem rechnerischen Nachweis der Spannungen.

Bemessungs- und Konstruktionsregeln Folgende Voraussetzungen sind einzuhalten:

- Die Bemessung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt nach DIN 1045-1 [2].
- Die Mindestbewehrung nach DIN 1045-1 ist eingehalten.

[2] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion; ist eine nationale Norm in Deutschland, welche sich an den Eurocode anlehnt.

- Die bauliche Durchbildung ist nach DIN 1045-1 erfolgt.
- Die nach der Elastizitätstheorie ermittelten Schnittgrößen werden im Grenzzustand der Tragfähigkeit um nicht mehr als 15 % umgelagert.

Rechnerischer Nachweis Zuerst erfolgt die Schnittgrößenermittlung für die Lastfallkombination der Gebrauchstauglichkeit. In der Regel linear-elastisch im Zustand I. Rissbildung und Zwangseinwirkung müssen nur berücksichtigt werden, wenn sie einen deutlich ungünstigen Einfluss haben.

Danach werden die vorhandenen Spannungen ermittelt. Das kann im Zustand I erfolgen, wenn die Betonzugspannungen nicht überschritten werden, ansonsten im Zustand II.

Die Nachweise sehen dann folgendermaßen aus:

Betondruckspannungen unter der seltenen Einwirkungskombination:

$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck} \tag{3.21}$$

Betondruckspannungen in der quasi-ständigen Kombination, falls Kriechen von Bedeutung:

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck} \tag{3.22}$$

Stahlspannungen unter seltener Kombination bei Lasteinwirkung:

$$\sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk} \tag{3.23}$$

Stahlspannungen bei reinen Zwangeinwirkungen

$$\sigma_s \leq 1,00 \cdot f_{yk} \tag{3.24}$$

Begrenzung der Rissbreiten

Rissbildungen im Beton sind zwar Voraussetzung für das Tragverhalten eines Stahlbetonquerschnittes (siehe Abschnitt 3.2.1), müssen aber begrenzt werden, um die Funktion, das Erscheinungsbild und die Dauerhaftigkeit des Bauteils zu erhalten.

Das wird erreicht, wenn die Rissbreiten je nach Anforderung und Einwirkungskombination einen Grenzwert von w_k zwischen 0,2 und 0,4 nicht überschreiten (siehe [23], 5.88). In besonderen Anwendungsfällen kann eine weitergehende Beschränkung der Rissbreiten notwendig sein (z.B. bei Wasserbehältern).

Die Begrenzung der Rissbreiten auf zulässige Werte wird erreicht, indem man eine Mindestbewehrung anordnet und bestimmte Konstruktionsregeln einhält.

Mindestbewehrung Zur Aufnahme von Zwangseinwirkungen [3] und Eigenspannungen ist eine Mindestbewehrung anzuordnen, die für die Rissschnittgrößen zu bemessen ist [23], 5.88.

Im Fall der massigen Bauteile – welche in dieser Arbeit behandelt werden – gibt es nun verschiedene Modelle diese Mindestbewehrung anzusetzen. Näheres zu diesem Thema findet sich in Abschnitt 3.3 wieder.

[3] Unter Zwangseinwikung versteht man im Allgemeinen Kräfte oder Spannungen, die sich aus Kriechen, Schwinden, Temperatur etc. ergeben

Rissbreitenbegrenzung durch Einhaltung von Konstruktionsregeln Die Rissbreiten werden auf zulässige Werte begrenzt, wenn ...

- bei Zwangsbeanspruchung ein Grenzdurchmesser d_s nicht überschritten wird und
- bei Lastbeanspruchung ein Grenzduchmesser d_s und der Grenzabstand $lims_1$ nicht überschritten wird.

Die Grenzdurchmesser und Grenzabstände hängen von der Stahlspannung σ_s ab. Die genauen Berechnungsvorschriften finden sich in ([23], 5.90: Formeln (90.1)–(90.2) und Tafel 5.90a–5.90b).

Begrenzung der Verformungen

„Die Verformungen eines Tragwerks müssen so begrenzt werden, dass sie die ordnungsgemäße Funktion und das Erscheinungsbild nicht beeinträchtigen. In DIN 1045-1 werden in Abhängigkeit von der Stützweite l_{eff} für den Durchhang f unter der quasi-ständigen Last folgende Grenzen [4] angegeben“ ([23],5.92):

$$\text{allgemein} \qquad f \leq l_{eff}/250 \tag{3.25}$$

$$\text{in Hinblick auf Ausbauten} \qquad f \leq l_{eff}/500 \tag{3.26}$$

Ein vereinfachter Nachweis für Stahlbetonbauteile, die mit ausreichender Überhöhung der Schalung hergestellt werden, erfolgt über die Biegeschlankheit:

$$l_i/d \leq \begin{cases} 35 & \rightarrow \text{ allgemein} \\ 150/l_i & \rightarrow \text{ erhöhte Anforderungen} \end{cases} \tag{3.27}$$

3.3 Mindestbewehrungskonzepte

In der Wildbachverbauung und den Beispielen in Kapitel 4 handelt es sich um massige Bauteile. Darunter versteht man Bauteile aus Beton oder Stahlbeton, deren weit kleinste Abmessung mindestens $0,80m$ beträgt. Neben der Beanspruchung aus den äußeren Kräften, wie Erddruck, Wasserdruck oder Murgang unterliegen sie auch inneren Kräften, welche sich durch Zwangsbeanspruchung und Eigenspannungen ergeben.

Unter Zwangseinwikung versteht man im Allgemeinen Kräfte oder Spannungen, die sich aus Kriechen [5] , Schwinden [6] , Temperatur etc. ergeben (→ Innerer Zwang) oder durch behinderte Verformung entstehen (→ Äußerer Zwang).

Im Allgemeinen gibt es nun folgende Gründe, weshalb eine Mindestbewehrung anzuordnen ist:

- Aufnahme von Zwangsbeanspruchung

[4] Die Begrenzungen gelten für Hochbauteile – Vorschriften für den Tiefbau wurden keine gefunden.

[5] Mit Kriechen wird die zeitabhängige Zunahme der Verformungen unter andauernden Spannungen bezeichnet (Relaxation ist dagegen die zeitabhängige Abnahme der Spannungen unter einer aufgezwungenen Verformung konstanter Größe) [23].

[6] Unter Schwinden wird die Verkürzung des unbelasteten Betons während der Austrocknung verstanden [23].

- Beschränkung der Rissbreiten, und somit die Gewährleistung der Dauerhaftigkeit
- Sicherstellung eines ausreichend duktilen Verhaltens

Für die planenden Ingenieure in der Wilbachverbauung steht aus wirtschaftlichen Gründen immer wieder zur Diskussion, ob es sinnvoll ist, die Mindestbewehrung – wie sie von Normen und Richtlinien vorgeschrieben wird – voll einzulegen, oder ob es eventuell sogar reichen würde, nur die erforderliche Bewehrung aus der Traglastbemessung anzusetzen.

In den nächsten Abschnitten werden Konstruktionsregeln aus verschiedenen Normen und Vorschriften, die die Mindestbewehrung für einen Balken [7] vorgeben, erläutert.

3.3.1 Mindestbewehrung nach ÖN EN 1992-1-1, allgemein

Die Mindest- Längszugbewehrung nach ÖN EN 1992-1-1 ([5], Abschnitt 9.2.1.1 Formel (9.1N)) berechnet sich zu ...

$$A_{sl,min,EC2} = max \begin{cases} 0,26 \cdot \dfrac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{cases} \tag{3.28}$$

hier bedeuten ...

$A_{sl,min,EC2}$ Querschnittsfläche der Mindestlängsbewehrung nach EC2 (ÖN EN 1992-1-1)

f_{ctm} Mittlere Zugfestigkeit des Betons

f_{yk} Charakteristische Fließgrenze des Betonstahls

b_t Mittlere Breite der Zugzone

d Nutzhöhe

Die Schubbewehrung nach ÖN EN 1992-1-1 ([5], Abschnitt 9.2.2 Formel (9.4) und (9.5N)) sieht folgenden Mindestquerschnitt vor:

$$A_{sw,min} = \rho_{w,min} \cdot s \cdot b_w \cdot \sin\alpha \tag{3.29}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \tag{3.30}$$

hier bedeuten ...

$\rho_{w,min}$ Minimaler Bewehrungsgrad in Abhängigkeit der verwendeten Betonfestigkeitsklasse

s Stababstand der Querbewehrung, gemessen entlang der Balkenachse zwischen den Mittelpunkten der Nenndurchmesser

[7] Die Beispiele in Kapitel 4 werden als „ein Meter Schnitte“ einer unendlich langen Wand betrachtet – die Nachweise erfolgen daher für einen Balken.

b_w Balken- bzw. Stegbreite

α Winkel zwischen Längsbewehrung und Schubbewehrung

f_{ck} Charakteristische Betondruckfestigkeit

f_{yk} Charakteristische Fließgrenze des Betonstahls

Anm.: Da in den Beispielen die Schubbewehrung eine untergeordnete Rolle spielt, und nur in einem Bemessungsschnitt (Winkelstützmauer Tab. A.8, Zeile 14) geringfügig erforderlich war, wurde sie nicht weiter betrachtet.

3.3.2 Mindestbewehrung nach ÖN EN 1992-1-1, untergeordnete Querschnitte

Alternativ zu den den Vorschriften aus Abschnitt 3.3.1 darf bei untergeordneten Bauteilen – bei denen ein gewisses Risiko von schlagartigem Versagen in Kauf genommen wird – mit einem Wert für $A_{s,min}$ von 120 % der erforderlichen Querschnittsfläche im Grenzzustand der Tragfähigkeit gerechnet werden ([5], Abschnitt 9.2.1.1).

$$A_{min,120\%} = 1,20 \cdot A_{s,erf} \tag{3.31}$$

$A_{s,erf}$ aus der Tragfähigkeitsberechnung, Formel 3.15.

3.3.3 Mindestbewehrung nach ÖNORM B 4700

Laut ÖNORM B 4700 [4] darf die wirksame Querschnittsfläche der Biegebewehrung den Wert aus Gleichung 3.32 nicht unterschreiten und gilt bis zu einer Betonfestigkeitsklasse B40. Für B50 ist die Mindestbewehrung um 15%, für B60 um 30% zu erhöhen.

$$A_{s,min,B4700} = max \begin{cases} 1,22 \cdot \dfrac{b_t \cdot h_t}{f_{yd}} \\ 0,0028 \cdot b_t \cdot h_t \end{cases} \tag{3.32}$$

darin sind ...

$A_{s,min,B4700}$ Mindestbewehrung nach ÖN B 4700

b_t Querschnittsbreite der Zugzone

h_t die halbe Querschnittshöhe

f_{yd} Bemessungswert der Streckgrenze

3.3.4 Mindestbewehrung nach DIN 1045-1

Die DIN 1045-1 [2] berechnet die Mindestbewehrung über das Rissmoment. Sie deckt somit jene Schnittgröße ab, bei der der Stahlbetonquerschnitt vom Zustand I in den Zustand II übergeht.

$$A_{s,min} = \frac{F_s}{\sigma_s}$$

mit $F_s = F_c = \frac{M_{cr}}{z}$ ergibt sich:

$$A_{s,min} = \frac{M_{cr}}{z \cdot \sigma_s}$$

und mit $\sigma = f_{ctm} = \frac{M_{cr}}{W}$ und $W = \frac{b \cdot h^2}{6}$ ergibt sich:

$$A_{s,min,DIN} = \frac{f_{ctm} \cdot b \cdot h^2}{6 \cdot z \cdot \sigma_s} \tag{3.33}$$

Für eine Vorbemessung darf die Mindestbewehrung vereinfacht angesetzt werden:

$$A_{s,min,DIN} = 0,21 \cdot A_c \cdot \frac{f_{ctm}}{\sigma_s} \tag{3.34}$$

In den obigen Formeln bedeuten ...

$A_{s,min,DIN}$ Mindestbewehrung nach DIN 1045-1

F_s aus dem Kräftepaar Stahlzugkraft F_s - Betondruckkraft F_c

σ_s Stahlzugspannung

f_{ctm} Betonzugfestigkeit

M_{cr} Rissmoment für Beton

W Widerstandsmoment eines Rechteckquerschnittes

z Hebelsarm der inneren Kräfte mit der Annahme: $z = 0,9 \cdot d$ (d = Nutzhöhe)

b Querschnittsbreite

h Querschnittshöhe

A_c Querschnittsfläche Beton

3.3.5 Mindestbewehrung lt. Standardleistungsbeschreibung im Wasserbau

Im Wasserbau finden sich *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen*, die folgendes vorschreiben:

„Als konstruktive Mindestbewehrung für Bauteile mit Anforderungen an eine Wasserundurchlässigkeit ist ein Stahlquerschnitt von 0,1% der Betonquerschnittsfläche je Seite und Verlegerichtung, maximal aber $a_s = 25cm^2/m$ einzulegen. Für Bauteile ohne die Anforderung der Wasserundurchlässigkeit ist ein Stahlquerschnitt von 0,06% der Betonquerschnittsfläche je Seite und Verlegerichtung, maximal aber $a_s = 15cm^2/m$ einzulegen"[1].

Die Vorschrift orientiert sich an der DIN 1045-1, zieht jedoch eine Grenze bei $25cm^2/m$ (siehe Abb. 3.5).

$$A_{s,min,ZTV} = min \begin{cases} 25cm^2/m \\ 0,001 \cdot b \cdot h \end{cases} \tag{3.35}$$

mit ...

$A_{s,min,ZTV}$ Mindestbewehrung nach [1]

b Querschnittsbreite

h Querschnittshöhe

3.3.6 Mindestbewehrungsvorschlag Bautechnik

Am Institut für konstruktiven Ingenieurbau – BOKU Wien, wurde im Rahmen des Projektes „Erstellung von Bemessungsbehelfen für Wildbachsperren" ein Mindestbewehrungskonzept für dickwandige Querschnitte vorgeschlagen [25].

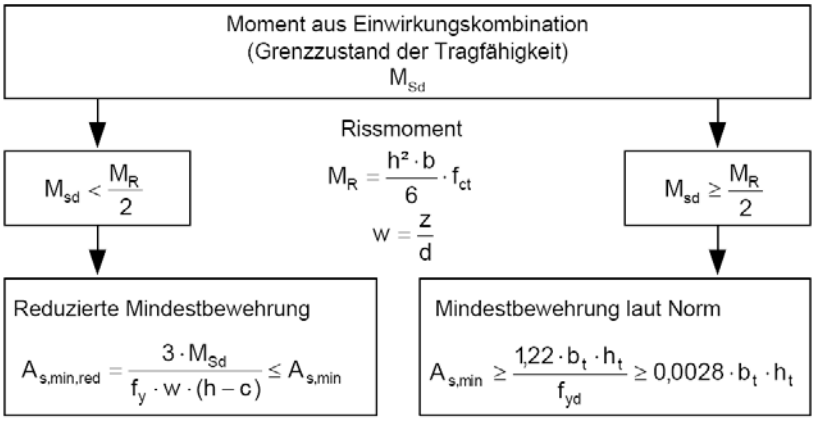


Abbildung 3.4: Mindestbewehrungskonzept für massige Bauteile, (aus [25], Bild 3, 4/11)

Aus diesem Konzept (siehe Abb. 3.4) geht hervor, dass die reduzierte Mindestbewehrung...

$$A_{s,min,red} = \frac{3 \cdot M_{sd}}{f_y \cdot w \cdot (h-c)} \leq A_{s,min} \tag{3.36}$$

...nur angewendet wird, wenn das Bemessungsmoment M_{Sd} unter dem halben Rissmoment M_R liegt. In den modellierten Beispielen ist das nicht der Fall. Es käme also wieder die Mindestbewehrung laut Norm zum Tragen.

3.3.7 Vergleich

Die behandelten Mindestbewehrungskonzepte wurden für einen Querschnitt mit konstanter Querschnittsbreite ($b = 1,00m$) und variierender Querschnittshöhe ($0,20m \leq h \leq 7,00m$) berechnet und in einem Diagramm dargestellt (siehe Abb. 3.5).

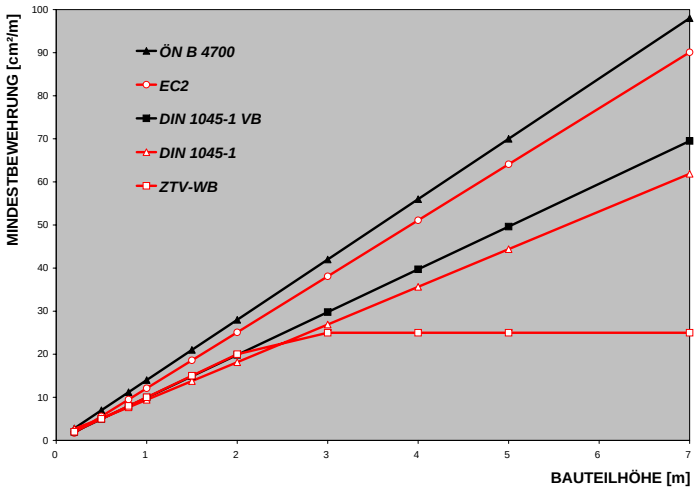


Abbildung 3.5: Vergleich der Mindestbewehrungen

Die im Diagramm rot dargestellten Mindestbewehrungskonzepte werden in den Beispielen umgesetzt und miteinander verglichen.

3.4 Materialmodelle

3.4.1 Bemessungsdiagramm Beton lt. EC2

Laut EC2 bzw. ÖN EN 1992-1-1 [5] können für die Stahlbetonbemessung zwei verschiedene Betonmodelle verwendet werden – siehe Abbildung 3.6. Das linke Diagramm zeigt das Parabel-Rechteck-Diagramm, das rechte Diagramm stellt als Vereinfachung ein Bilineares Bemessungsdiagramm dar. Das Bemessungsschema nach Abschnitt 3.2.1 inkludiert das Parabel-Rechteck-Diagramm zur Ermittlung der Betondruckspannungen. Betonzugspannungen werden bei der Bemessung nicht berücksichtigt.

3.4.2 Bemessungsdiagramm Betonstahl lt. EC2

In Abbildung 3.7 sieht man links die charakteristische Linie eines warmgewalzten Betonstahls und rechts das Bemessungsdiagramm.

Für die Stahlbemessung lt. Eurocode (ÖN EN 1992-1-1), bzw. für das Bemessungsschema nach Abschnitt 3.2.1, wurde das Materialmodell für Betonstahl (siehe Abbildung 3.7, rechts)

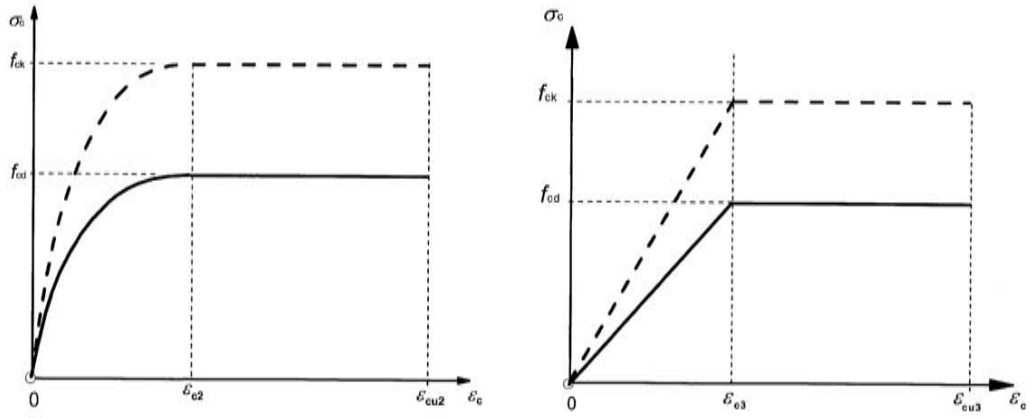


Abbildung 3.6: Spannungs-Dehnungs-Linien Beton, (aus [5], Bild 3.3, 3.4)

mit der Linie B – horizontaler oberer Ast, bei dem die Dehnungsgrenze nicht geprüft werden muss – verwendet.

Für die Modellierung wurde die Idealisierung der charakteristischen Linie A – mit ansteigendem Ast und Begrenzung der Dehnung – eingegeben (siehe Abschnitt 4.5.1, Abb. 4.5).

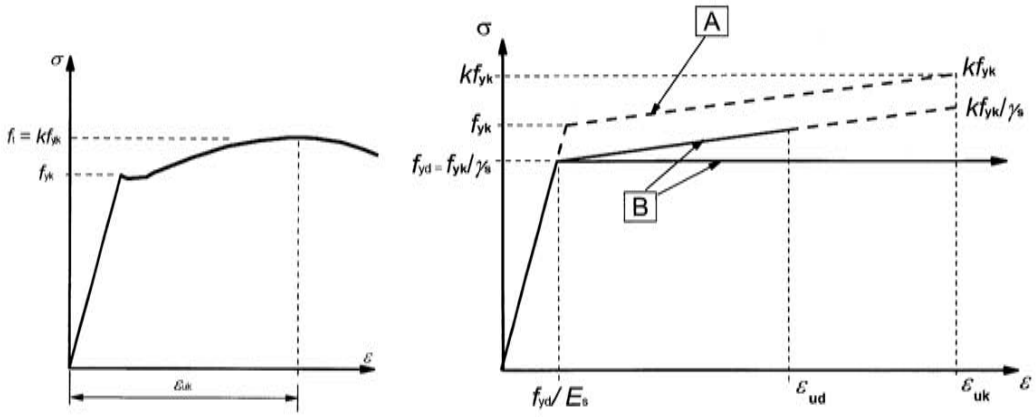


Abbildung 3.7: Spannungs-Dehnungs-Linien, Betonstahl (aus [5], Bild 3.7a, 3.8)

3.5 ATENA 2D

ATENA 2D ist ein nichtlineares Finite Elemente Programm (FEM), das von der Firma Cervenka Consulting entwickelt wurde. Es eignet sich vor allem für realistische Simulationen von Beton- und Stahlbetonstrukturen.

Die in ATENA verwendeten Betonmodelle erfassen den ebenen Dehnungszustand unter Druck und Zug. Die Implementierung (und einfache Handhabung) zahlreicher Materialmodelle erlaubt eine realitätsnahe Simulation für eine Vielzahl von Problemstellungen. Beispiele für solche Modelle sind der Bewehrungsstahl, dessen Verbundeigenschaften mit dem Beton, Interfaces zur Beschreibung der Kraftübertragung zwischen unterschiedlichen Bau-

teilen oder Federn zur Simulation nachgiebiger Auflager. Materialmodelle, Struktur und Belastung werden im „Pre-Processor“, einem graphischen Interface eingegeben.

Eine wichtige Rolle bei der Simulation spielen die „Monitoring Points“, vergleichbar mit Dehnmessstreifen, Druckaufnehmern oder ähnlichen Messeinrichtungen in der Realität. Mit ihnen ist es möglich, die Lastaufbringung – welche in Lastschritten erfolgt – schon wärend der Berechnung zu kontrollieren und anhand der gewonnenen Daten die Ergebnisse auszuwerten.

Für jeden gespeicherten Lastschritt können die Ergebnisse im „Post-Prozessor“ für die gesamte Struktur graphisch dargestellt werden. Spannungen, Dehnungen, Verschiebungen, Rissbilder uvm. am verformten oder unverformten Modell können als Iso- Linien, Iso- Flächen oder Vektoren angezeigt werden und sind somit dem Anwender zugänglich. Zusätzlich gibt es noch die Möglichkeit, an jeder beliebigen Stelle „Cut’s“ einzufügen um sich dort Schnittkräfte und Hauptspannungen anzeigen zu lassen [24].

4 Nichtlineare Modellsimulationen ATENA 2D

4.1 Methodik

Ziel der Berechnungen ist es, verschiedene Bewehrungsgrade massiver Bauteile – in unserem Fall Wildbachsperren – miteinander vergleichen und bewerten zu können. Es handelt sich dabei um eine Betrachtung der Inneren Standsicherheit, also Widerstände, die der Stahlbetonquerschnitt zur Verfügung stellt.

Äußere Versagensarten [1] , welche vom Baugrund ausgehen werden dabei grundsätzlich außer Acht gelassen. Um jedoch bei der Wahl der Querschnitte möglichst praxisnah zu bleiben, werden drei wichtige Nachweise der Äußeren Standsicherheit für die Optimierung der Querschnittsabmessung trotzdem angesetzt: Grundbruchsicherheit, Kippsicherheit und Gleitsicherheit.

Die Optimierung verfolgt den Gedanken: „Jeder Querschnitt soll das selbe leisten“. Zur Lösung des Problems kann man sich eine Gleichung vorstellen:

$$Variablen \cdot Konstanten = Optimierungskriterien$$

- Die Variablen sind die Querschnittsabmessungen.
- Die Konstanten sind Einwirkungen, wie Erddruck, Wasserdruck, Murgang und der zu überwindende Geländesprung.
- Die Optimierungskriterien, als Ergebnis dieser Gleichung sind Grundbruchsicherheit, Kippsicherheit, Gleitsicherheit.

Für drei verschiedene Modelle wird diese Gleichung in Form einer Tabellenkalkulation umgesetzt und die Variablen so lange angepasst, bis die Kriterien erfüllt werden und der jeweilige Ausnutzungsgrad annähernd gleich hoch ist. Wenn man das Gedankenspiel fortsetzt, ergäben sich nun für alle Gleichungen ähnliche Werte. Man braucht also noch ein zusätzliches Kriterium, dass bei allen Modellen verschieden ist: Das Rissmoment. Damit ist es möglich zu steuern, wieviel Bewehrung der spätere Betonquerschnitt benötigt.

Danach werden die Querschnitte anhand der Bemessungsschnittgrößen lt. ÖN EN 1992-1-1 und den unterschiedlichen Mindestbewehrungskonzepten (Abschnitt 3.3) bewehrt.

Die Untersuchung der Querschnitte erfolgt dann mit dem FEM Programm ATENA 2D. Hier wird ein Versagen der Bauteile durch einen schrittweise größer werdenden Murgang simuliert.

Abschließend wird versucht das Bauteilverhalten der unterschiedlichen Sperren anhand von Kennlinien, Rissbildern, Spannungsverteilung udg. zu bewerten. Ein Massenvergleich der Materialien soll zusätzlich noch Aussagen über die Wirtschaftlichkeit zulassen.

[1] Grundbruch, Kippen, Gleiten, Geländebruch, Hydraulischer Grundbruch, Talzuschub etc.

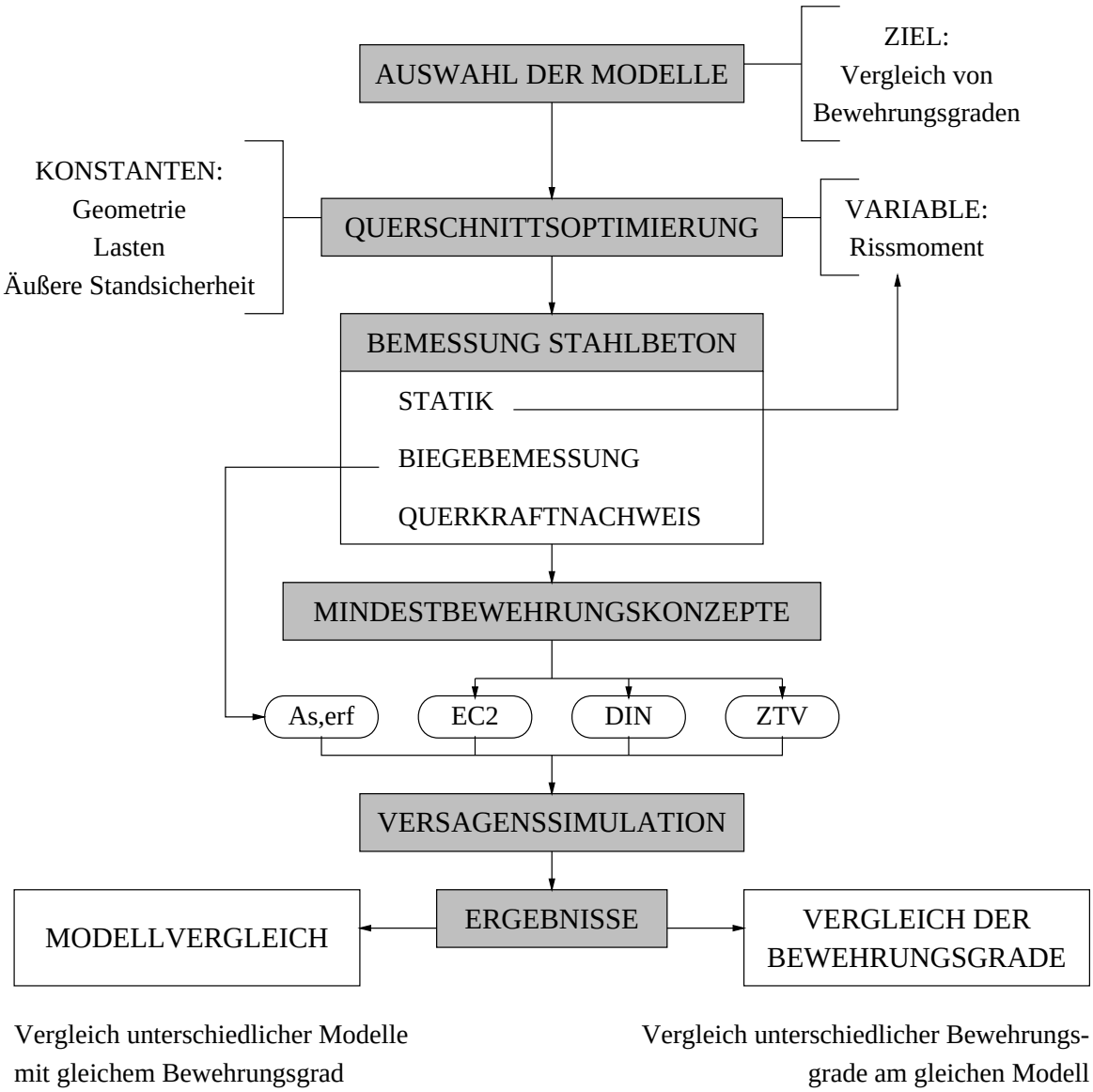


Abbildung 4.1: Methode

4.2 Modellwahl

Es läßt sich nachvollziehen, dass die – für einen Stahlbetonquerschnitt – erforderliche Bewehrung stark von der Querschnittshöhe abhängt. Man braucht sich nur das Kräftepaar Stahlzug - Betonduck vorstellen. Es erzeugt ein Widerstandsmoment welches das Bemessungsmoment aufzunehmen hat. Wird der Abstand dieses Kräftepaares vergrößert – also die Querschnittshöhe größer – reicht eine kleinere Kraft um das selbe Widerstandsmoment zu erzeugen. Diese kleinere Kraft bedeutet hier auch weniger Stahlfläche.

Um aussagekräftige Modelle zu erhalten, wurde versucht Grenzfälle zu betrachten. In der folgenden Beschreibung und im restlichen Teil der Arbeit werden sie als Schwergewichtsmauer (SGM), Wildbachsperre (WBS) und Winkelstützmauer (WSM) bezeichnet.

Schwergewichtsmauer Die Schwergewichtsmauer stellt den Grenzfall *keine Bewehrung* dar. Das Rissmoment liegt weit über der Bemessungsschnittgrösse. Sie erfüllt die Optimierungskriterien durch ihr hohes Gewicht. Um die Gleitsicherheit zu gewährleisten, war es notwendig die Fundamentsohle zu neigen.

Wildbachsperre (Hybridquerschnitt) In diesem Fall wurde darauf geachtet, dass das Rissmoment nur knapp unter der Bemessungslast liegt. Somit ergeben sich in der Bemessung nur sehr *geringe Stahlquerschnitte*. Das entspricht genau jenem Problem, dem man auf die Schliche kommen will: Die Mindestbewehrung ist im Vergleich zur erforderlichen Bewehrung sehr hoch. Die Aufgaben der Äußeren Standsicherheit werden teils durch ihr hohes Gewicht, wie bei der Schwergewichtsmauer und teils durch einen Schenkel [2] , wie bei der Winkelstützmauer erfüllt.

Winkelstützmauer Die Winkelstützmauer stellt einen sehr schlanken Bauteil dar. Das Rissmoment liegt deutlich unter dem Bemessungsmoment. Die *erforderliche Bewehrung* ist dementsprechend *hoch*. Die Optimierungskriterien werden auch durch Gewicht, allerdings nicht durch das der Sperre erfüllt. Sie nutzt das Gewicht der Hinterfüllung über einen biegesteifen liegenden Schenkel.

4.3 Optimierung der Querschnitte

Die, in Abschnitt 4.1 beschriebene Optimierung wurde mit Hilfe von Excel realisiert. Folgende Rechenschritte wurden in den Tabellen umgesetzt:

1. Bestimmung der Resultierenden in der Sohle mit Hilfe des Kräfteplans.
2. Nachweise der Äußeren Standsicherheit: Grundbruch, Kippen, Gleiten.
3. Bestimmung des Bemessungsmomentes und des Rissmomentes in der Fundamentfuge.
4. Querschnittsoptimierung durch Anpassen der Varialen (Querschnittsgeometrie).

In den nächsten Kapiteln werden die Konstanten und Optimierungskriterien behandelt, die in allen Modellen gleich angesetzt wurden:

4.3.1 Geometrie

Bei der Geometrie gab es zwei Voraussetzungen, die alle Modelle zu erfüllen hatten. Einerseits die gesamte Höhe der Sperre. Sie wurde von der Fundamentsohle bis zur Kronenoberkante konstant mit $8m$ angenommen. Andererseits die Verlandungshöhe. Sie beträgt $6m$ und gewährleistet, dass die spätere Versagenslast Mure für alle Sperren über eine Höhe von $2m$ angreift. In der Abb. 4.2 sieht man die verschiedenen Geometrien und Variablen, welche später variiert werden konnten.

In den Tab. A.1, A.2 und A.3, Seite 94–96 sind die erstellten Excel Tabellen für die Querschnittsoptimierung zusammengestellt. Die roten Zahlenwerte stellen die zu variierenden Abmessungen der Geometrie dar. Die grau hinterlegten Zellen zeigen die Optimierungskriterien. Das Bemessungsmoment im Schnitt 1 stammt dabei aus der Bemessung (siehe Tab. A.4–A.6, M_{Sd1}, Seite 97–99).

[2] Da die Widerstände der Taalflanken in der 2-dimensionalen Betrachtung nicht berücksichtigt werden, fällt dieser Schenkel relativ groß aus!

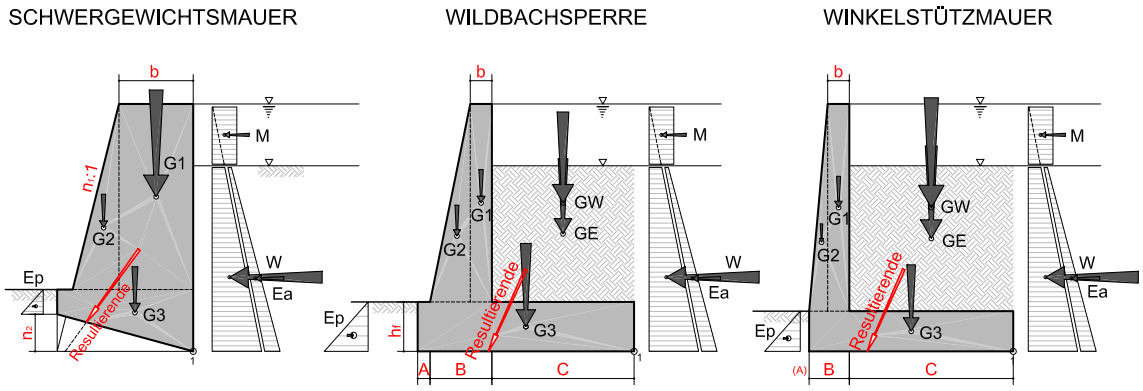


Abbildung 4.2: Geometrie und Lasten für den Kräfteplan

4.3.2 Lastannahmen

Der Berechnung wurden folgende Bodenkennwerte und Wichten zu Grunde gelegt:

- $\phi = 35°$ Reibungswinkel des anstehenden Boden und des Verlandungsmaterials
- $\gamma_b = 22\ kN/m^3$ Wichte Boden
- $\gamma_w = 10\ kN/m^3$ Wichte Wasser
- $\gamma'_b = 12\ kN/m^3$ Wirksame Wichte Boden (unter Auftrieb)
- $\gamma_c = 24\ kN/m^3$ Wichte von Beton unbewehrt ($\gamma_c = 25\ kN/m^3$ bewehrt)

Unter der vereinfachten Annahme, dass $\alpha, \beta, \omega = 0$ [3] lassen sich die Erddruckbeiwerte berechnen zu:

$$\text{Aktiver Erddruckbeiwert} \qquad K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \tag{4.1}$$

$$\text{Erdruhedruckbeiwert} \qquad K_0 = 1 - \sin\phi \tag{4.2}$$

$$\text{Passiver Erddruckbeiwert} \qquad K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \tag{4.3}$$

Der jeweilige Erddruck in der Tiefe z ergibt sich dann zu:

$$\text{Erddruck } e_a, e_0, e_p \qquad e_{(..)} = K_{(..)} \cdot \gamma'_b \cdot z \tag{4.4}$$

Mit der Annahme einer Verklausung der Dolen stellt sich ein hydrostatischer Wasserdruck über die gesamte Höhe der Sperrenbauwerke ein. Der Ansatz eines Sohlwasserdruckes wurde außer Acht gelassen. Das entspricht der Annahme, dass geeignete Anlagen wie etwa ein Dichtschirm vorhanden sind oder der Einstau so kurz ist, dass sich dieser Sohlwasserdruck nicht ausbilden kann.

[3] α = Neigungswinkel der Wand, β = Neigungswinkel der Verlandung, ω = Wandreibungswinkel

Die Berechnung des Wasserdrucks in der Tiefe z folgt der Formel:

$$w = \gamma_w \cdot z \tag{4.5}$$

„In der Praxis wird die dynamische Murbelastung eines Bauwerkes üblicherweise durch den um einen dynamischen Beiwert (k) erhöhten statischen Wasserdruck (γ_w) ermittelt. Lichtenhahn [19] schlägt dafür einen Wert von 7 bis 10 vor.“ ([9], 186)

$$p = k \cdot \gamma_w \cdot h_w \tag{4.6}$$

mit:

p ... Murdruck $[kN/m \cdot m]$ in der Tiefe h_w

k ... Lasterhöhungsfaktor, dynamischer Beiwert $[-]$

$k = 7 \div 10$ nach Lichtenhahn [19]

$k = 3 \div 11$ in der Praxis üblich

γ_w ... Wichte des Wassers $[kN/m^3]$

h_w ... Stauhöhe $[m]$

Die Bemessungslast der Mure wurde mit dem 4-fachen Wasserdruck angesetzt und auf eine Gleichlast umgelegt. Mit einer Höhe von $h = 2m$ bedeutet das:

Resultierende der Mure

$$R_m = 4 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2\right) = 4 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 2^2\right) = 80\ kN/m \tag{4.7}$$

Gleichlast Mure

$$m = \frac{R_m}{h} = \frac{80}{2} = 40\ kN/m \cdot m \tag{4.8}$$

Das Eigengewicht vom Beton stellt eine widerstehende Kraft dar und berechnet sich ...

mit V = Volumen des Betonkörpers

$$G_B = V \cdot \gamma_c \tag{4.9}$$

4.3.3 Äußere Standsicherheit

Nach Festlegung der Geometrie und Belastung ist es möglich die Kräftepläne formelmäßig zu erfassen. Die Bestimmung der Resultierenden in den Sohlfugen findet sich im Anhang, Tab. A.1–A.3, Seite 94–96 wieder.

Bei der Schwergewichtsmauer bedeuten:

Moment um den Fußpunkt 1	$M_1 = \sum M_i$	(4.10)
Summe der Vertikalkräfte	$V = \sum V_i$	(4.11)
Summe der Horizontalkräfte	$H = \sum H_i$	(4.12)
Resultierende	$R = \sqrt{V_i^2 + H_i^2}$	(4.13)
Neigung der Resultierenden	$\alpha_R = \arctan \frac{V_i}{H_i}$	(4.14)
Normalabstand von R zum Punkt 1	$a = \frac{M_1}{R}$	(4.15)
Fundamentbreite	$B = b + \frac{8}{n_1}$	(4.16)
Neigung der Sohle	$\alpha_S = \arctan \frac{n_2}{B}$	(4.17)
Neigung zwischen Res. und Sohle	$\alpha_{RS} = \alpha_S + \alpha_R$	(4.18)
Lastneigungswinkel zur Normalen auf die Sohle	$\delta_s = 90 - \alpha_{RS}$	(4.19)
Normalkraft auf die Sohle	$V_S = R \cdot \sin \alpha_{RS}$	(4.20)
Tangentialkraft in der Sohle	$H_S = R \cdot \cos \alpha_{RS}$	(4.21)
Abstand der Res. in der Sohle	$A_S = \frac{a}{\sin \alpha_{RS}}$	(4.22)
Breite der Sohle	$B_S = \frac{B}{\cos \alpha_S}$	(4.23)
Abstand Res. bis Fundamentvorderkante	$C_S = B_S - A_S$	(4.24)
Abstand Res. zu Punkt 1	$A' = A_S \cdot \cos \alpha_s$	(4.25)
Ausmitte	$e = A' - \frac{B}{2}$	(4.26)

Für Wildbachsperre und Winkelstützmauer gelten die selben Formeln. Man kann sie jedoch vereinfachen, da die Sohlneigung wegfällt.

Die Nachweise der Äußeren Standsicherheit erfolgte dann nach Abschnitt 3.1. Der Grundbruchsnachweis erfolgte vereinfacht über eine Begrenzung des zulässigen Sohldruckes mit 350 kN/m^2 (siehe Abschnitt 3.1.1) Die Kippsicherheit wurde nach Gleichung 3.6 berechnet, die Gleitsicherheit nach Gleichung 3.9.

4.3.4 Rissmoment

Das Kriterium Rissmoment errechnet sich aus dem Widerstandsmoment des Querschnittes und der Betonzugfestigkeit f_{ctm} und einem Sicherheitsbeiwert für Beton [4] γ_c:

$$M_r = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} \tag{4.27}$$

Verglichen wird es mit dem einwirkenden Moment aus der Bemessungslast (siehe Abschnitt 4.4.1).

[4] Um sich mit dem Kriterium Rissmoment auf dem Niveau der Bemessung zu befinden, wurde der Teilsicherheitsbeiwert für Beton impliziert.

4.4 Bemessung

Die Bemessung der erforderlichen Bewehrung ($A_{s,erf}$) erfolgte nach ÖN EN 1992-1-1. Die Mindestbewehrung wurde auf drei verschiedene Arten – $A_{s,min,EC2}$, $A_{s,min,120\%}$, $A_{s,min,ZTV}$ – bestimmt. Somit ergaben sich neun verschiedene Modelle für die spätere Analyse:

Wildbachsperre und Winkelstützmauer mit je drei Mindestbewehrungsgraden und der erforderlichen Bewehrungsfläche zum Vergleich. Die Schwergewichtsmauer als unbewehrter Querschnitt.

4.4.1 Statik

Die Schnittkräfte der Sperren wurden in vier Bemessungsschnitten berechnet.

Schnitt 1 befindet sich in der Fundamentfuge. Er muss das Einspannmoment aufnehmen können und enthält die Anschlussbewehrung. Das berechnete Moment diente auch der Querschnittsoptimierung als Vergleich mit dem Rissmoment.

Schnitt 2 liegt vier Meter unter der Kronenoberkante.

Schnitt 3 liegt zwei Meter unter der Kronenoberkante.

Schnitt 4 schneidet an der Mauerrückseite das Fundament. Er bestimmt die Biegezugbewehrung im Schenkel. Im Modell Schwergewichtsmauer gibt es diesen Schnitt nicht.

Die Bestimmung dieser Schnittkräfte erfolgte in selber Weise wie bei der Querschnittsoptimierung mit einem Kräfteplan. Zur Veranschaulichung dient das Bild 4.3.

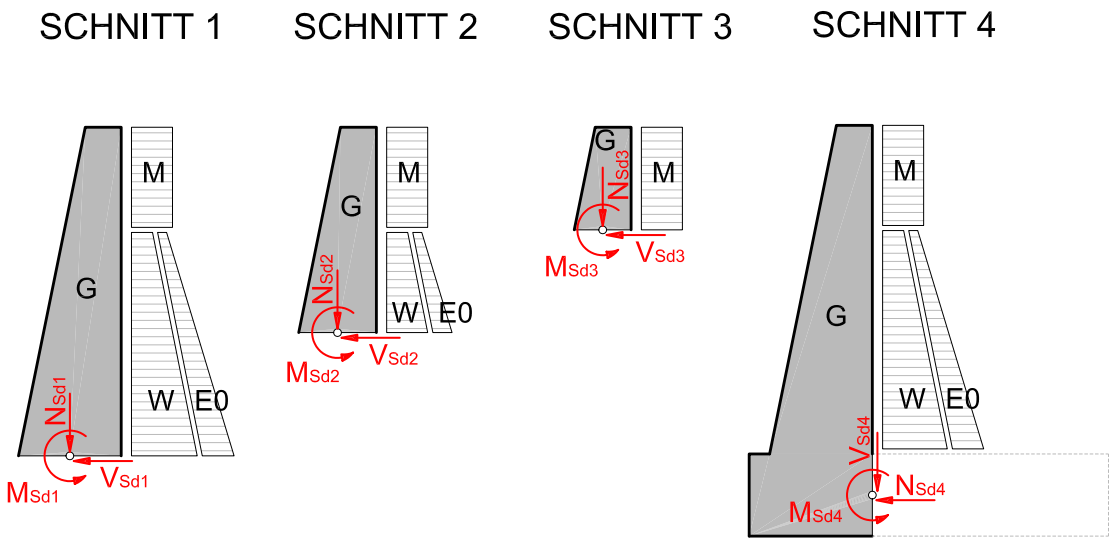


Abbildung 4.3: Schnittkraftermittlung Wildbachsperre

Bei der Schwergewichtsmauer wird auf die Wandrückseite der aktive Erddruck angesetzt, bei Wildbachsperre und Winkelstützmauer der Erdruhedruck. Das hat folgenden Grund:

Um den aktiven Erddruck – und zugleich den geringsten – ansetzen zu dürfen muss sichergestellt sein, dass das Bauwerk eine genügend große Bewegung zulässt, so dass sich eine Gleitfläche im Erdreich ausbilden kann (siehe Erddrucktheorie [17]). Ist das nicht der Fall dient ein erhöhter aktiver Erddruck oder eben der Erdruhedruck als Berechnungsgrundlage. Die Fundamente von WBS und WSM stellen einen biegesteifen Schenkel dar und lassen so gut wie keine Bewegung zu.

Schnitt 4 enthält keine Auflagerreaktionen in der Sohlfuge. Das entspricht der Annahme, dass das Fundament im vorderen Bereich unterspült wurde, und dort keinen Widerstand mehr bietet.

4.4.2 Biegebemessung

Für die Biegebemessung wurde das Rechenschema nach Abschnitt 3.2.2, Formel 3.10 bis 3.15 angewandt. Als Beton wurde ein $C25/30$ verwendet. Die Bewehrung besteht aus Stahl mit der Festigkeitsklasse $S500$. Der Schwerpunktsabstand der Hauptbewehrung wurde in allen Modellen konstant mit $9cm$ angenommen. Das entspricht einer Betondeckung von $7cm$, einem Bügeldurchmesser von $1cm$ und einem Durchmesser der Hauptbewehrung von $2cm$.

Siehe Anhang, Tab. A.7, Seite 100.

4.4.3 Querkraftnachweis

Die Querkraftbemessung erfolgt nach Abschnitt 3.2.2, Formel 3.16 bis 3.20. Die Neigung der Querkraftbewehrung im Bezug auf die Längsachse wurde annähernd [5] mit 90° bestimmt. Die Betondruckstrebenneigung wurde konstant mit 45° angenommen.

Siehe Anhang Tab. A.8, Seite 100.

4.4.4 Bewehrungsgrade

Zusammenfassend ergeben die Berechnungen folgende Querschnittswerte der Hauptbewehrung für die Modelle Winkelstützmauer und Wildbachsperre (siehe Tab. 4.1). In Klammer stehende Werte sind nicht maßgebend.

4.5 Simulation in ATENA 2D

Zunächst werden die wichtigsten Eingabedaten in ATENA 2D beschrieben.

4.5.1 Verwendete Materialmodelle

Der erste Arbeitsschritt in ATENA 2D ist es, die Materialmodelle („Materials“) zu definieren. In diesem Abschnitt werden sie kurz beschrieben. Der wesentliche Unterschied zwischen den Bemessungsdiagrammen und den, für die Modellierung verwendeten Modellen besteht darin, dass sich diese auf *charakteristischem Niveau* befinden. Das heist, in den Werten sind *keine* Sicherheiten enthalten.

[5] Durch die veränderliche Querschnittshöhe ist das genau genommen nicht ganz korrekt!

Modell	Schnitt	h	$A_{s,erf}$	$A_{s,min,EC}$	$A_{s,min,ZTV}$	$A_{s,min,120\%}$
Einheit	–	cm	cm^2/m	cm^2/m	cm^2/m	cm^2/m
Winkelstützmauer	1	130	24,05	(16,14)	(12,10)	28,86
	2	102	8,41	12,38	9,28	10,09
	3	81	1,69	9,59	7,19	2,03
	4	130	40,88	(16,14)	(12,10)	49,06
Wildbachsperre	1	200	8,50	25,48	19,10	10,20
	2	151	2,21	18,97	14,23	2,65
	3	111	2,59	13,55	10,16	3,11
	4	160	34,77	(20,14)	(15,10)	41,72
Schwergewichtsmauer	1	390	0,00	(50,82)	(38,10)	0,00
	2	340	0,00	(44,15)	(33,10)	0,00
	3	290	0,00	(37,48)	(28,10)	0,00

Tabelle 4.1: Bewehrungsflächen (Klammerwerte sind nicht maßgebend)

Beton C25/30

In ATENA sind diverse Materialmodelle enthalten, die jederzeit vom Benutzer geändert werden können. Für Beton gibt es unter anderem ein Modell, dass sich SBeta nennt. Zum Definieren wird die Würfeldruckfestigkeit eingegeben und die restlichen Kennwerte werden vom Programm als Defaulteinstellungen berechnet.

- Name : SBeta Material
- Type: CCSBETAMaterial
- Elastic modulus $E = 3.032E + 04\ MPa$
- Poisson's ratio $sm = 0.200\ [-]$
- Tensile strength $f_t = 2.317E + 00\ [MPa]$
- Compressive strength $f_c = -2.550E + 01\ [MPa]$
- Type of tension softening : Exponential
- Specific fracture energy $G_f = 5.793E - 05\ [MN/m]$
- Crack model: Fixed
- Compressive strain $\epsilon_c = -1.682E - 03[-]$
- Reduction of compressive strength due to cracks $Comp_{Red} = 0.800\ [-]$
- Type of compression softening : Crush Band
- Critical compressive displacement $Wd = -5.0000E - 04\ [m]$
- Shear Retention Factor Variable
- Tension-compression interaction : Linear

- Specific material weight $\rho = 2.300E - 02\ [MN/m3]$
- Coefficient of thermal expansion $\alpha = 1.200E - 05\ [1/K]$

Das Material Beton – oder hier das finite Element des Materialmodelles Beton – wird i.d.R nicht einer einachsialen Beanspruchung unterzogen. Es herrscht also nicht konkret Zug oder Druck, sondern es stellt sich ein mehrachsialer Zustand ein. Im Falle der Hauptnormalspannungen [6] kann dann entweder Druck und Druck, Zug und Zug oder Zug und Druck gemeinsam wirken. Um diese Tatsache zu berücksichtigen, verwendet ATENA 2D die Versagensumhüllende von Beton (siehe Abb. 4.4, rechts). Liegt für ein Element die zweiachsiale Spannung auf oder außerhalb dieser Umhüllenden, wird nach bestimmten Kriterien ein Riss und die neue Steifigkeit berechnet. Näheres zum Materialmodell Beton, der Rissbildung und den mathematischen Gesetzmäßigkeiten kann aus [11], 27–40 entnommen werden.

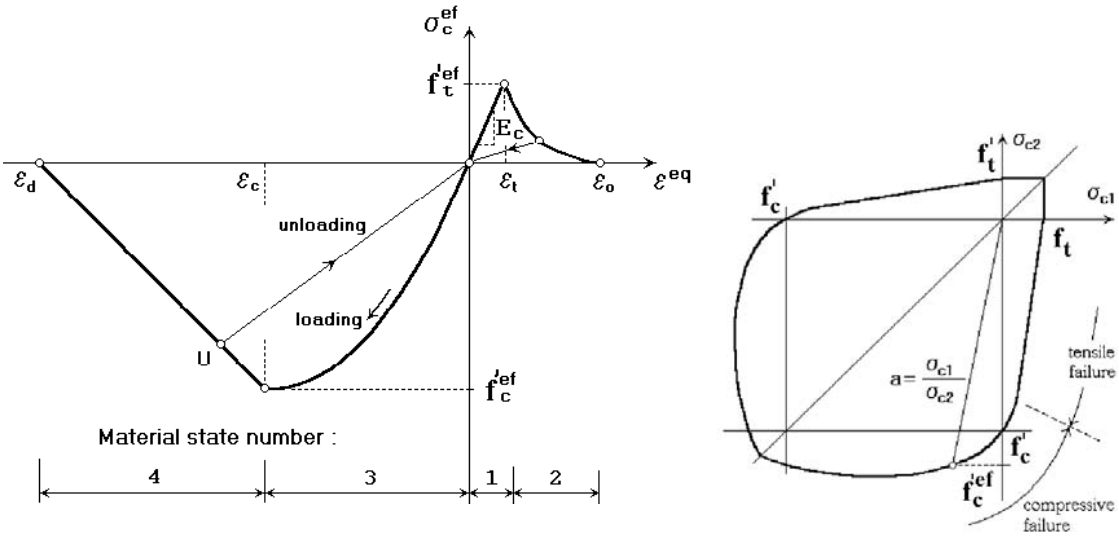


Abbildung 4.4: Spannungs-Dehnungs-Linie & Versagensumhüllende Beton, ATENA [11]

Betonstahl S500

Für die Bewehrung ist es möglich (neben linear-elastischen und bilinearen Modellen) eine selbst definierte Arbeitslinie (multilinear) einzugeben. Bei den Modellen hat man sich dafür entschieden, die charakteristische Linie aus dem Eurocode (ÖN EN 1992-1-1 [5]) siehe Bild 3.7, Seite 45 einzugeben. Zusätzlich wurde (auf Anraten erfahrener Anwender) noch ein absteigender Ast modelliert, um das Versagen der Modelle später sicher feststellen zu können (Bild 4.5).

- Name: Reinforcement
- Type: CCReinforcement
- Typ: MultiLinear

[6] Hauptnormalspannungen sind jene Spannungen, bei denen die Schubspannungen null werden

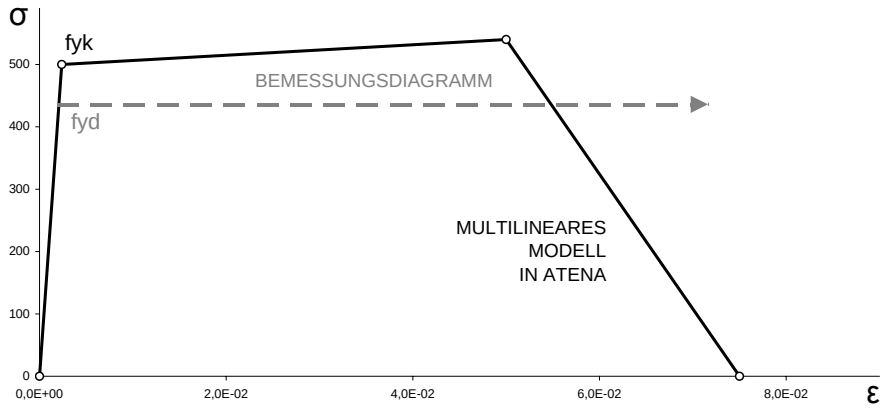


Abbildung 4.5: Spannungs-Dehnungslinie Betonstahl

- Function: $(0E+00; 0E+00)(2.381E-03; 5E+02)(5E-02; 5.4E+02)(7.5E-02; 0E+00)$
- Specific material weight $\rho = 7.850E-02\ [MN/m3]$
- Coefficient of thermal expansion $\alpha = 1.200E-05\ [1/K]$

Im Gegensatz zum Material Beton handelt es sich bei der Bewehrung um ein einachsiales Modell und kann nur in Richtung der Stabachse belastet werden. Ein wichtiger Hinweis für den Anwender stellt das Verbundmodell dar, welches individuell definiert werden kann. Die Defaulteinstellung – sie wurde bei den Berechnungen verwendet – heißt „perfect conection".

Man muß sich darüber im Klaren sein, dass sobald ein Bewehrungsstab mit „perfect conection" in ein finites Element ragt, die gesamten Spannungen übertragen werden. Konkret bedeutet das: Verankerungslängen dürfen nicht berücksichtigt werden und würden das Ergebnis verfälschen!

Lastplatten

Um die Versagenslast verschiebungsabhängig steuern zu können, und keine unrealistisch hohen Spannungskonzentrationen zu erhalten ist es üblich lastverteilende Stahlplatten zu modellieren. Zu berücksichtigen ist, dass die Wichte auf Null gesetzt wird, um beim Lastfall Eigengewicht keine zusätzlichen Lasten zu erzeugen.

- Name: Plane Stress Elastic Isotropic
- Type: CCPlaneStressElastIsotropic
- Elastic modulus $E = 2.100E+05\ [MPa]$
- Poisson"s ratio $\mu = 0.300\ [-]$
- Specific material weight $\rho = 0.000E+00\ [MN/m3]$
- Coefficient of thermal expansion $\alpha = 1.200E-05\ [1/K]$

Boden (Federn)

Um realitätsnahe Verformungen zu erhalten, werden die Sperren auf Federn gelagert. Der Bettungsmodul für den Boden bzw. die Federkonstante wurde mit 120 MPa angenommen. Das entspricht einem Kies, weit gestuft, GW ([23], 11.15). Für die Schwergewichtsmauer war es notwendig Federn zu verwenden, die auf Zug nicht beansprucht werden können. Auch hier kann man selbst Linien definieren.

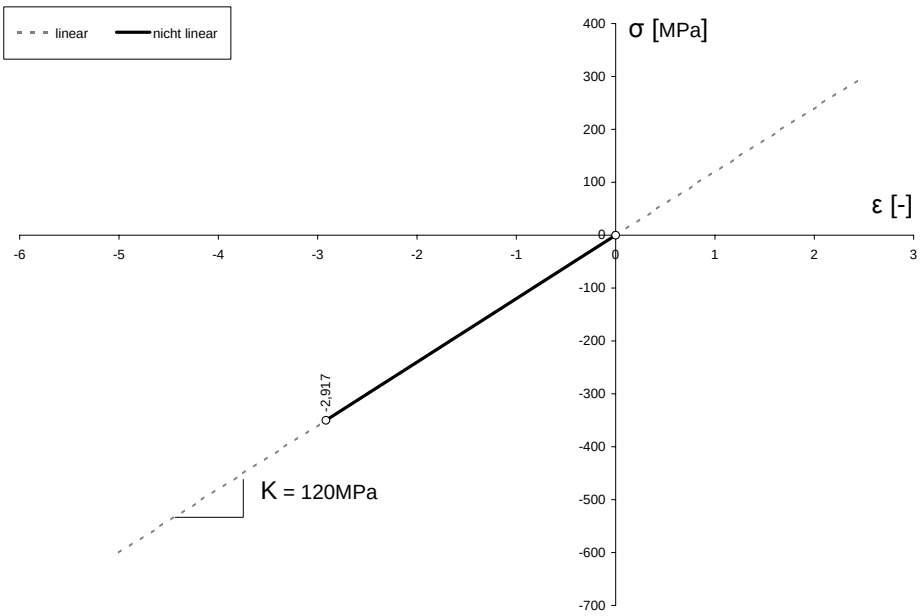


Abbildung 4.6: Federkonstante Boden

- Name: Spring
- Type: CCSpringMaterial
- Typ: Non-Linear (alternativ: Linear)
- Function: (-2.9170; -3.5E+02) (0; 0)
  (alternativ: Federkonstante $K = 1.200E + 02[MPa]$

4.5.2 Stuktur und Belastung

Eingabe der Struktur

Nach der Definition der Materialmodelle wird die Struktur („Topologie“) [7] eingegeben. Die Eingabe läßt sich folgendermaßen gliedern:

1. Koordinative Eingabe von Punkten.

[7] Die im Abschnitt 4.5.2 unter Anführungszeichen gesetzten englischen Begriffe stammen aus dem graphischen Interface von ATENA 2D

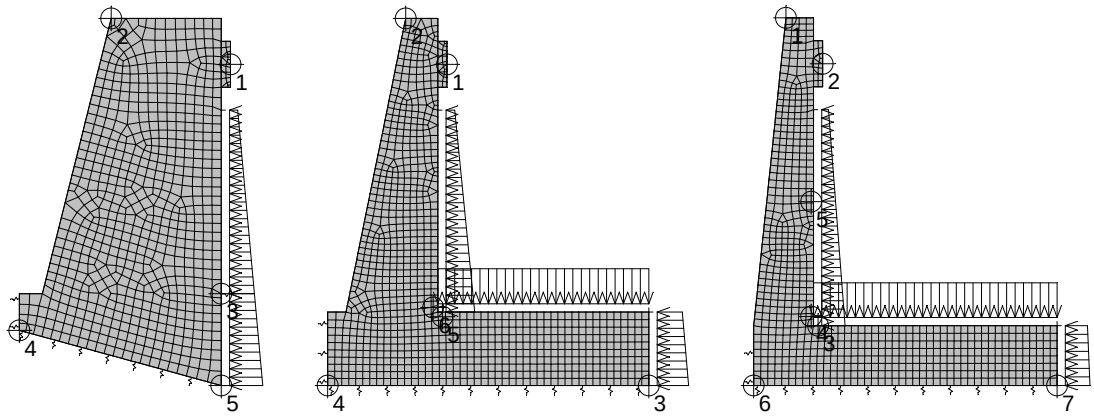


Abbildung 4.7: FE-Netz, Monitoring, Belastung

2. Verbindung der Punkte zu Linien. Den Punkten und Linien kann die Lagerung auf Federn zugewiesen werden.

3. Definition von Makroelementen. Sie bestehen aus einem geschlossenen Linienzug und ihnen wird das entsprechende Material zugewiesen. Außerdem legt man hier die Grösse und Form der FE- Elemente fest.

4. Automatische FE- Netzgenerierung. Ist man mit dieser nicht zufrieden, kann man das FE- Netz lokal über Parameter bei den Punkten oder Linien bzw. global über die Makroelemente verfeinern.

5. Unabhängig vom FE- Netz wird die Bewehrung eingegeben. Sie besteht aus Punkten, die wieder zu einem Linienzug verbunden werden. Für jeden Linienzug wird die Bewehrungsfläche pro Meter und das Verbundmodell festgelegt.

Die eingegebenen Modelle bestehen jeweils aus zwei Makroelementen: Dem Querschnitt der Betonfläche, wie sie im Abschnitt A.1 bestimmt wurde. Der lastverteilenden Stahlplatte für die verschiebungsgesteuerte Versagenslast.

Die Lagerung der Sperren erfolgte auf Federn in der Fundamentsohle mit einer Federkonstante von $120 MPa$. Die Fundamentvorderseite wurde mit Federn der Steifigkeit $60 MPa$ gestützt und verhindert ein Gleitversagen.

Für die Bewehrungsflächen wurden – da es sich ja um theoretische Modelle handelt – die rechnerisch erforderlichen Flächen aus Tab. 4.1 eingegeben, ohne bestimmte Durchmesser zu wählen. Wegen des Verbundmodells „perfect conection“ war es möglich, diese Bewehrung stumpf stoßen zu lassen. Zusätzlich wurde für die restliche Struktur eine konstruktive Bewehrung mit Ø10/30 angenommen.

In Abb. 4.24, Seite 74 ist die, in ATENA 2D eingegebene Bewehrung dargestellt.

Lastfälle

Der nächst Arbeitsschritt besteht in der Eingabe der Lastfälle („Loads and supports“). Sie beinhalten unter anderem die Auflager („supports“). In den vorliegenden Fällen konnten diese entfallen, da durch die eingegebenen Federn die Lagerung bereits beschrieben wurde.

Die Belastung der Sperren setzt sich aus folgenden Lastfällen („Load cases“)zusammen:

LF 1 Eigengewicht Dieser Lastfall beinhaltet das Eigengewicht („Body force“) der gesamten Struktur und wirkt entgegen der Richtung y. Wie schon erwähnt ist zu beachten, dass das Gewicht der Stahlplatten auf Null gesetzt wird.

LF 2 Erd- und Wasserdruck Zur Vereinfachung wurden Erddruck und Wasserdruck – da sie bei der Versagenssimulation ohnehin Konstante sind – zu einem Lastfall zusammengefaßt. Die Werte entsprechen jenen der Bemessung, jedoch ohne Teilsicherheitsbeiwerte. Sie wurden als Kraft („Forces“) aufgebracht. In Abb. 4.7 sieht man ihre Verteilung.

LF 3 Murengang Im Lastfall 3 wird die Versagenslast Mure verschiebungsabhängig aufgebracht („Prescribed deformation“). Dazu wird der Mittelpunkt der Stahlplatte Schritt für Schritt entgegen der Richtung x bewegt und die dazu benötigte Kraft berechnet. (In der Realität kann man sich einen hydraulisch bewegten Stahlstempel vorstellen, mit dem die Sperren langsam zerstört werden – die benötigte Kraft wird als Druck gemessen.)

Diese Vorgehensweise hat folgende Vorteile:

- Die aufgebrachte Kraft wird nach dem Versagen wieder reduziert.
- Die Größe der Kraft bzw. Resultierende der Mure kann per „Monitoring – Point“ direkt ausgegeben werden.
- Die Berechnung läuft stabiler ab.

4.5.3 Einstellungen für die Analyse und Monitoring

Die letzten Aufgaben, die man im graphischen Interface („Pre- Prozessor“) zu erledigen hat betreffen Einstellungen für die numerische Berechnung im Abschnitt „Run“.

- Zunächst kann man die bisherigen Eingabedaten mit „Check data“ auf Plausibilität prüfen.
- Dann legt man die Lastschritte („Analysis steps“) fest. Man gibt an, welche Lastschritte, mit welchem Intervall aufgebracht werden. Für die vorliegenden Modelle wurde beispielsweise zuerst das Eigengewicht in vier Lastschritten zu je 25 %, dann der Lastfall Erd- und Wasserdruck in zehn Schritten zu je 10 % und schließlich die Mure mit Schritten zu je 1 mm aufgebracht.

  Man hat also abhängig von der Last zwei Möglichkeiten: Der Lastfall besteht aus der gewünschten Größe, die aufgebracht werden soll – die Lastschritte aus einem Prozentsatz welche insgesamt 100 ergeben. Der Lastfall besteht aus einer Grundeinheit, die immer wieder mit einem Faktor aufgebracht wird.

  Zusätzlich wird jedem Schritt ein Lösungsverfahren zugewiesen (siehe letzter Punkt).
- Um die Lastaufbringung während der Berechnung kontrollieren und die Ergebnisse später gut auswerten zu können empfielt es sich, „Monitoring points“ zu setzen. Im Anschluss werden sie kurz beschrieben (Abschnitt 4.5.3)
- ATENA 2D arbeitet mit zwei verschiedenen Lösungsverfahren. Unter „Solution Parameters“ gibt es jeweils eine Defaulteinstellung für „Newton-Rapson“ und „Arc-Length“. Diese Verfahren beschreiben den Lösungsweg, wie das Gleichgewicht der

Struktur gesucht wird. Die Gleichgewichtsbedingungen setzen sich zusammen aus: Verschiebung, Kraft-relativ, Energie, Kraft-absolut. In Abb. 4.8 sieht man eine graphische Darstellung der beiden Lösungsmethoden. Eine genaue Beschreibung, und die – in ATENA 2D natürich veränderbaren Parameter – finden sich in ([11], 147–164).

Für den Anwender ist es wichtig zu wissen, dass „Newton-Rapson“ dazu verwendet wird, auf ein bestimmtes Lastniveau zu kommen – wie das bei LF 1 und 2 der Fall war. Bei einer Extremwertuntersuchung ergeben sich jedoch Schwierigkeiten das Gleichgewicht zu finden.

Mit „Arc-Length“ läuft die Berechnung stabiler, dauert aber im Normalfall auch länger. Das Lastniveau wird variiert. Man kann also nicht auf einen bestimmten Wert hinarbeiten. „Arc-Length“ wurde für die Versagenslast LF3 Murengang verwendet.

Bis auf eine Erhöhung der Interationsschritte, wurden die Defaulteinstellungen übernommen.

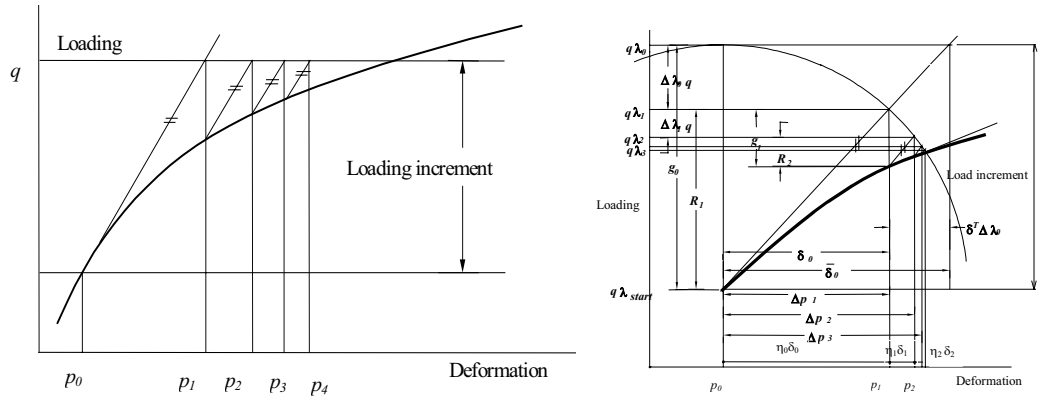


Abbildung 4.8: links: Modifizierte Newton-Rapson-Methode (aus [11], 155) rechts: Arc-Length-Methode (aus [11], 157)

Monitoring

Wie bereits erwähnt dienen die Monitoringpunkte der Kontrolle bei der Berechnung und übernehmen eine wichtige Aufgabe bei der Auswertung der Ergebnisse. Im Bild 4.7 sind sie dargestellt und werden hier kurz beschrieben:

Murenkraft (SGM:1 WBS:1 WSM:2) $[MN]$ Sie beschreibt die Reaktionskraft in Richtung x, die sich durch die Verschiebung der Stahlplatte ergibt und ist gleichzusetzen mit der Resultierenden Murenkraft.

Verschiebung (SGM 2, WBS 2, WSM 1) $[m]$ Gibt die Kopfauslenkung der Sperren in Richtung x an und ist im Zusammenhang mit der Murenkraft ein Mass für die Duktilität.

Rissbreite (WBS:5,6 WSM:3,4,5) $[m]$ Sie geben die Rissbreiten an der Oberfläche an und sollen Aufschluss über die Rissentwicklung bzw. die Überschreitung der Gebrauchstauglichkeit geben.

Betonzugspannung (SGM:3) $[MPa]$ Da bei der Schwergewichtsmauer keine Risse aufgetreten sind, wurde hier die Betonzugspannung im Schnitt 1 mit aufgenommen.

Bodenpressung (SGM:4,5 WBS:4,3 WSM:6,7) $[MPa]$ Um die Bodenpressung in etwa analysieren zu können, wurde jeweils die Spannung in Richtung y an der Fundamentvorder- und Rückseite gemessen.

4.6 Ergebnisse

Nach erfolgter Berechnung war es nun möglich die Ergebnisse darzustellen. Einerseits anhand von Diagrammen, die mit Hilfe der Datenreihen aus den Monitoringpunkten entstanden sind. Andererseits mit Abbildungen aus dem „Post Prozessor“.

4.6.1 Lastniveau

Im Diagramm (Abb. 4.9) kann man die verschiedenen Lastniveaus erkennen, die mit den unterschiedlichen Modellen erreicht wurden. Dazu wurde auf der Abszisse die Kopfauslenkung, auf der Ordinate die zugehörige Murenkraft aufgetragen. Ähnlich wie bei Spannungs-Dehnungs-Linien für ein bestimmtes Material, kann man diese Diagramme als Arbeitslinien für die gesamte Struktur verstehen.

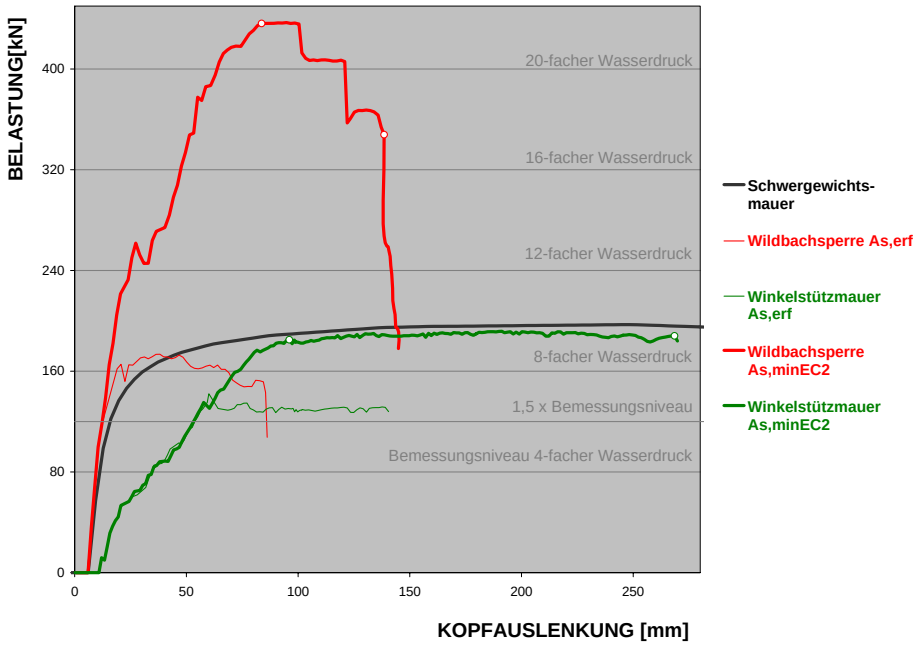


Abbildung 4.9: Belastungs-Verschiebungs-Diagramm, Modellvergleich

Definiert man die Mindestbewehrung nach EC2 (ÖN EN 1992-1-1) als Standardbemessungssituation für die Stahlbetonquerschnitte und das Lastniveau der Bemessungsituation ($80kN$) als 100 %- Marke, lassen sich die Modelle untereinander vergleichen.

Die Bilder 4.10 und 4.11 zeigen – auch mit der Last-Verschiebungskurve – die erreichbaren Versagenslasten, die mit den unterschiedlichen Bewehrungsgraden erreicht werden können.

Bemessungslast	80 kN	100 %
Schwergewichtsmauer	197 kN	246 %
Wildbachsperre	437 kN	546 %
Winkelstützmauer	192 kN	240 %

Tabelle 4.2: Modellvergleich anhand der Lastniveaus (Maximalwert der Belastungen aus Abb. 4.9)

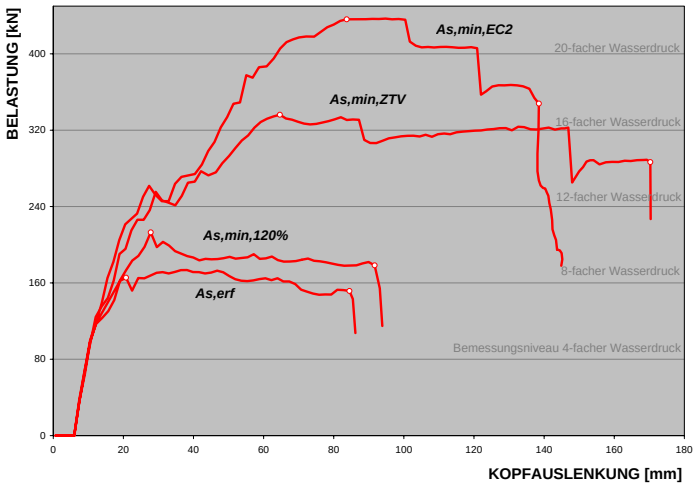


Abbildung 4.10: Last-Verschiebung-WBS

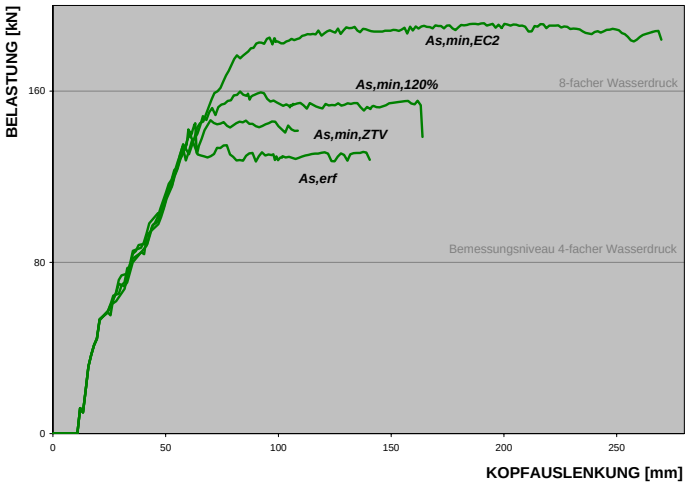


Abbildung 4.11: Last-Verschiebung-WSM

Modell	WBS		WSM	
Bemessung	$80\,kN$	100 %	$80\,kN$	100 %
$A_{s,erf}$	$174\,kN$	218 %	$142\,kN$	178 %
$A_{s,min120\%}$	$213\,kN$	266 %	$160\,kN$	200 %
$A_{s,minZTV}$	$336\,kN$	420 %	$146\,kN$	183 %
$A_{s,minEC2}$	$437\,kN$	546 %	$192\,kN$	240 %

Tabelle 4.3: Vergleich der Bewehrungsgrade anhand von Lastniveaus (Maximalwerte der Belastung aus Abb. 4.10 und 4.11)

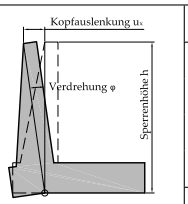
In Tabelle 4.3 sind die Ergebnisse des Bewehrungsvergleiches anhand vom Lastniveau wieder numerisch zusammengefasst. Hier sieht man auch, dass beim reinen Stahlbetonquerschnitt Winkelstützmauer das Bemessungskonzept $A_{s,min120\%}$ bereits über dem Niveau von $A_{s,minZTV}$ liegt. Der einfache Hintergrund: Im Versagensschnitt 1 liegt man mit der Bemessung über jeder Mindestbewehrungsvorschrift – 120% von der erforderlichen Bewehrung führen also zu einer deutlichen Überbewehrung.

4.6.2 Duktilität

Aus den in Abschnitt 4.6.1 gezeigten Diagrammen (Abb. 4.9–4.11) lässt sich auch die Duktilität – also die plastische Verformung bei Überbeanspruchung – der Modelle herauslesen.

Um die Modelle zu vergleichen wurde die Verdrehung der Querschnitte zum Zeitpunkt des Versagens berechnet ...

$$\textit{Verdrehung } \varphi = \arctan \frac{\textit{Kopfauslenkung } u_x}{\textit{Sperrenhöhe } h} \tag{4.28}$$



Modell	WBS	WSM
$A_{s,erf}$	$0,61°$	$1,00°$
$A_{s,min120\%}$	$0,66°$	$1,16°$
$A_{s,minZTV}$	$1,22°$	$0,78°$
$A_{s,minEC2}$	$0,99°$	$1,92°$
SGM	$(\geq 2,38°)$	

Tabelle 4.4: Duktilitätsvergleich anhand der Gesamtverdrehung der Querschnitte

Die anscheinend hohe Duktilität der Schwergewichtsmauer steht außer Konkurenz, da es sich hier um eine Starrkörperbewegung handelt. Bei der Simulation ist diese zur Gänze von der Federsteifigkeit bzw. vom E-Modul des Baugrundes abhängig. Die zulässige Bodenpressung wurde im vorliegenden Fall jedoch schon weit überschritten!

4.6.3 Spannungen

Spannungen im Versagensquerschnitt

Zunächst wird die Spannungsverteilung der Stahlbetonquerschnitte im Schnitt 1 – Anschluß Fundament, Wand – betrachtet. Interessant ist dieser Schnitt deswegen, weil bei jedem Mo-

dell hier das Versagen stattfindet. Um einen möglichst aussagekräftigen Vergleich zu erhalten, wurden jeweils die Extrema $A_{s,erf}$ und $A_{s,minEC2}$ verwendet. [8]

Beim hochbewehrten Querschnitt (Tab. 4.5) Winkelstützmauer kann man erkennen, dass die relative Betondruckzone (x/d) bereits beim Bemessungsniveau voll ausgebildet ist und sich bei Belastungssteigerung nicht mehr ändert. Auch die Ausnutzung des Betonstahl zu diesem Zeitpunkt liegt bereits in beiden Bewehrungsgraden bei ca. 330 MPa oder 66 % der charakteristischen Zugfestigkeit vom Stahl f_{yk}.

Im Gegensatz dazu stellt der Querschnitt Wildbachsperre noch große Reserven zur Verfügung, was sich auch im erreichbaren Lastniveau zu Beginn des Fließbereiches wiederspiegelt.

Für diesen Querschnitt ist es auch möglich, eine Abhängigkeit zwischen (x/d) und dem Belastungsniveau herzustellen (Abb.4.12).

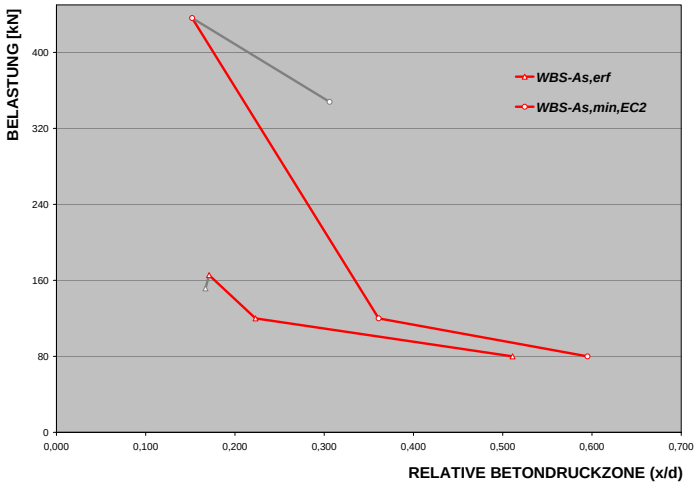


Abbildung 4.12: Zusammenhang (x/d)-Belastung – WBS

Die im Schnitt 1 behandelten Spannungen (Tab. 4.5) werden in Abb. 4.13 exemplarisch für den gesamten Querschnitt Wildbachsperre, beim Versagen dargestellt.

Man kann gut erkennen, dass beim EC- Querschnitt die Bewehrung über die gesamte Wandhöhe beansprucht wird und dazu beiträgt, auch die Betondruckzonen voll auszunutzen. Im Gegensatz dazu versagt die reine Tragfähigkeitsbewehrung lokal konzentriert am Wandfuß.

Wenn wir uns an das Fachwerksmodell aus der Bemessung erinnern (Abb. 3.3, Seite 34) läßt sich das folgendermaßen erklären:

Der Zuggurt – welcher die Hauptbewehrung darstellt – ist beim Querschnitt $A_{s,erf}$ zu schwach, so dass er die Kräfte nicht in die Betondruckstreben übertragen kann, sondern vorher versagt.

Hauptnormalspannungen

Hauptnormalspannungen sind Spannungen in einer bestimmten Wirkungsrichtung (Normalspannungshauptrichtung). Die Spannungen stellen Extremwerte (Minimum und Maxi-

[8] Aus dem selben Grund und um den Umfang der Ergebnisse in Grenzen zu halten, bezieht man sich in weiterer Folge immer wieder auf diese Modelle.

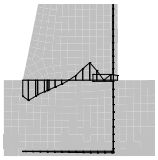
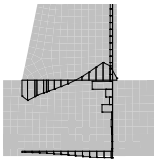
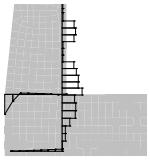
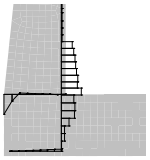
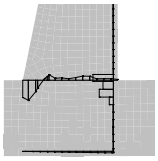
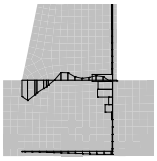
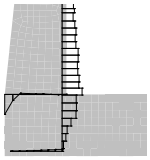
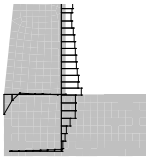
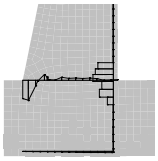
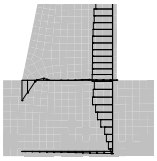
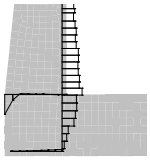
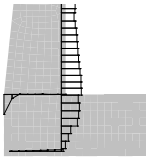
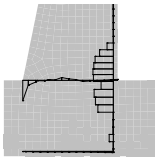
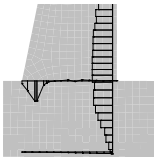
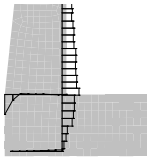
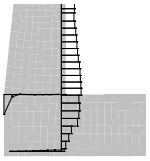
	$WBS - A_{s,erf}$	$WBS - A_{s,min,EC2}$	$WSM - A_{s,erf}$	$WSM - A_{s,min,EC2}$
1	$M = 80\,kN$ $U2_x = 10\,mm$  $\sigma_{c,max} = 1,927\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 178,6\,MPa$ $(x/d) = 0,511$	$M = 80\,kN$ $U2_x = 9\,mm$  $\sigma_{c,max} = 1,579\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 101,2\,MPa$ $(x/d) = 0,595$	$M = 80\,kN$ $U1_x = 34\,mm$  $\sigma_{c,max} = 7,808\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 332,2\,MPa$ $(x/d) = 0,250$	$M = 78\,kN$ $U1_x = 34\,mm$  $\sigma_{c,max} = 7,736\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 331,1\,MPa$ $(x/d) = 0,250$
2	$M = 120\,kN$ $U2_x = 15\,mm$  $\sigma_{c,max} = 4,355\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 354,3\,MPa$ $(x/d) = 0,223$	$M = 120\,kN$ $U2_x = 12\,mm$  $\sigma_{c,max} = 3,056\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 140,5\,MPa$ $(x/d) = 0,361$	$M = 121\,kN$ $U1_x = 54\,mm$  $\sigma_{c,max} = 9,515\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 422,1\,MPa$ $(x/d) = 0,250$	$M = 119\,kN$ $U1_x = 53\,mm$  $\sigma_{c,max} = 9,425\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 421,2\,MPa$ $(x/d) = 0,246$
3	$M = 166\,kN$ $U2_x = 21\,mm$  $\sigma_{c,max} = 7,134\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 500,0\,MPa$ $(x/d) = 0,171$	$M = 436\,kN$ $U2_x = 84\,mm$  $\sigma_{c,max} = 15,85\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 508,8\,MPa$ $(x/d) = 0,152$	$M = 142\,kN$ $U1_x = 60\,mm$  $\sigma_{c,max} = 10,39\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 465,3\,MPa$ $(x/d) = 0,250$	$M = 185\,kN$ $U1_x = 96\,mm$  $\sigma_{c,max} = 13,62\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 509,0\,MPa$ $(x/d) = 0,251$
4	$M = 152\,kN$ $U2_x = 84\,mm$  $\sigma_{c,max} = 8,436\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 536,4\,MPa$ $(x/d) = 0,167$	$M = 348\,kN$ $U2_x = 139\,mm$  $\sigma_{c,max} = 4,361\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 516,0\,MPa$ $(x/d) = 0,306$	$M = 131\,kN$ $U1_x = 139\,mm$  $\sigma_{c,max} = 10,14\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 455,3\,MPa$ $(x/d) = 0,246$	$M = 188\,kN$ $U1_x = 269\,mm$  $\sigma_{c,max} = 16,26\,MPa$ $\sigma_{s,max} = 533,1\,MPa$ $(x/d) = 0,231$

Tabelle 4.5: Spannungen im Schnitt 1 – geordnet nach den Lastniveaus: (1) Bemessungsniveau, (2) 150%Bemessungsniveau, (3) Beginn Fließbereich, (4) Versagen

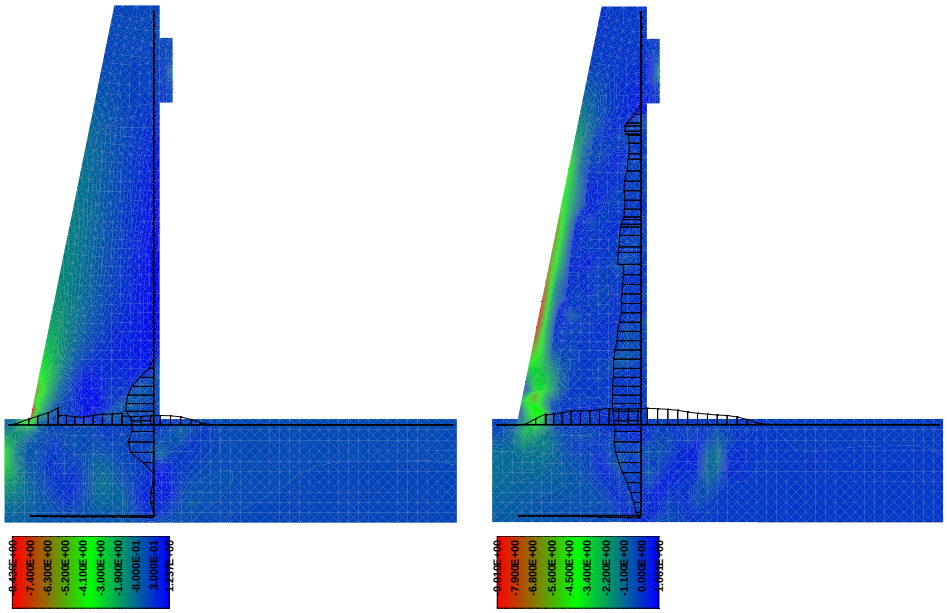


Abbildung 4.13: Spannungen in Richtung y und Normalspannung im Stahl Wildbachsperre – $A_{s,erf}$ vs. $A_{s,minEC2}$ – Versagen

mum) dar. Die zugehörigen Wirkungsebenen sind schubspannungsfrei.

Für die Transformation der Spannungskomponenten lassen sich im ebenen Spannungszustand folgende Gleichungen aufstellen [20]:

$$\sigma'_{11} = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} + \frac{\sigma_{11} - \sigma_{22}}{2} \cdot \cos 2\alpha + \sigma_{12} \cdot \sin 2\alpha \tag{4.29}$$

$$\sigma'_{22} = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} - \frac{\sigma_{11} - \sigma_{22}}{2} \cdot \cos 2\alpha - \sigma_{12} \cdot \sin 2\alpha \tag{4.30}$$

$$\sigma'_{12} = -\frac{\sigma_{11} - \sigma_{22}}{2} \cdot \sin 2\alpha + \sigma_{12} \cdot \cos 2\alpha \tag{4.31}$$

In den Transformationsgleichungen Gl. 4.29–4.31 sind σ_{11} und σ_{22} die Normalspannungen, σ_{12} die Schubspannungen. In Abb. 4.14 ist diese Transformation graphisch dargestellt.

Durch Nullsetzen des Ausdruckes σ_{12} der Gl. 4.31 erhält man eine Beziehung zur Ermittlung der Spannungshauptrichtung mit dem Winkel α

$$\tan 2\alpha = \frac{2\sigma_{12}}{\sigma_{11} - \sigma_{22}} \tag{4.32}$$

Diese Gleichung hat zwei Lösungen für α, die sich um 90° unterscheiden und die Richtung der größten und kleinsten Normalspannung (Hauptnormalspannungen) angeben.

Unabhängig davon können die Hauptnormalspannungen berechnet werden zu:

$$\sigma_{1(2)} = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{11} - \sigma_{22}}{2}\right)^2 + \sigma_{12}^2} \tag{4.33}$$

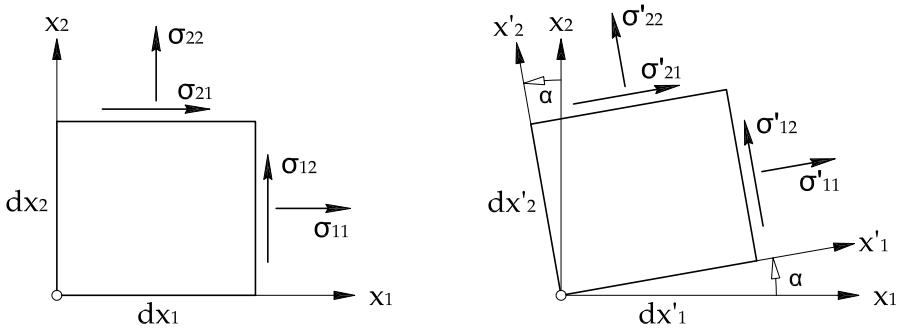


Abbildung 4.14: Transformation der Spannungskomponenten für einen ebenen Spannungszustand (aus [20], 56)

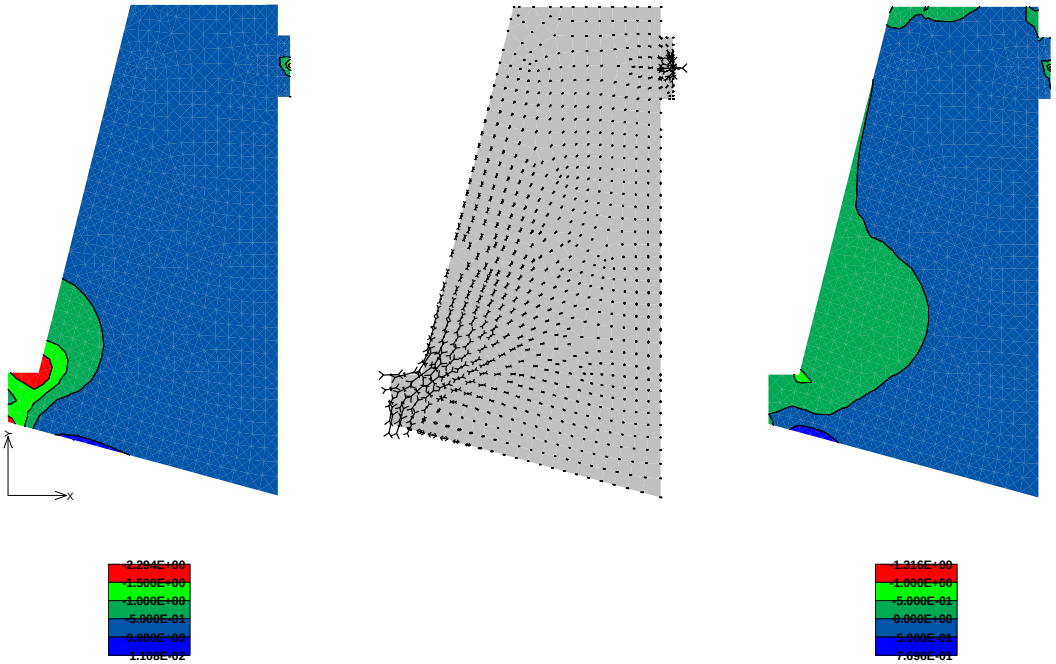


Abbildung 4.15: Hauptnormalspannungen min, Spannungstensoren, Hauptnormalspannungen max – Schwergewichtsmauer Maximallast

In ATENA 2D lassen sich die Hauptnormalspannungen („principal stress“) in Isoflächen darstellen. Da die Hauptnormalspannungen aus zwei Komponenten bestehen, gibt es jeweils zwei Darstellungen: Minimum und Maximum.

Minimum stellt die kleinsten Werte – und somit auch die größten negativen Werte – dar. Da ein negativer Wert Druck bedeutet, ist das der interessanteste Wert für die vorliegenden Betonquerschnitte. Einerseits sieht man die am höchsten beanspruchten Druckzonen. Andererseits erkennt man jene Bereiche wo ausschließlich Zug vorherrscht, wenn der kleinste Wert der Normalspannung positiv ist.

Analog zum Minimum verhält sich das Maximum für Zug.

Will man beide Komponenten darstellen, hat man die Möglichkeit sich die Spannungstensoren („tensors“) anzeigen zu lassen. Man kann sie als graphische Dastellung der Gl. 4.32

und 4.33 verstehen.

Die Abb. 4.15 veranschaulicht am Beispiel der Schwergewichtsmauer bei Maximallast die Komponenten der Hauptnormalspannungen.

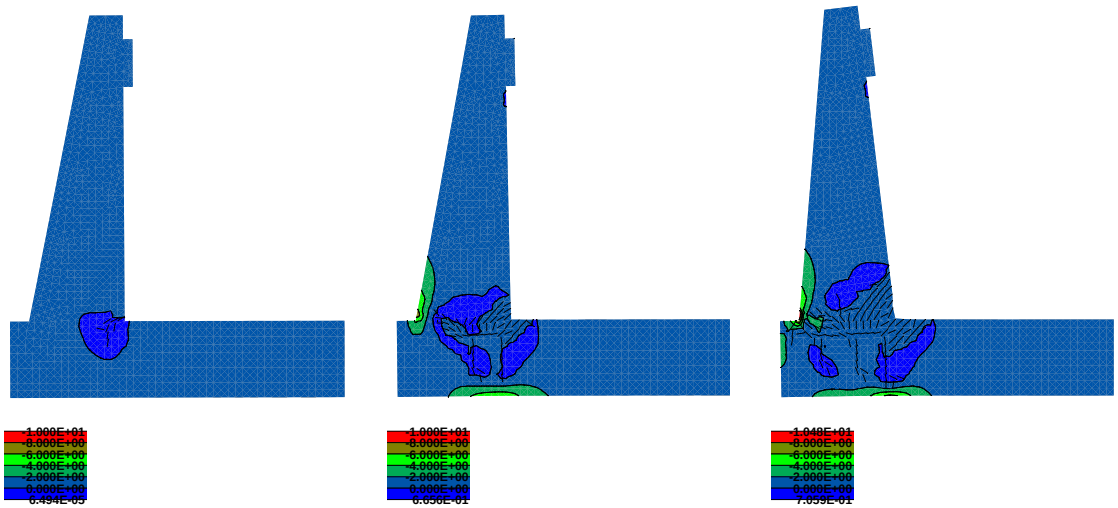


Abbildung 4.16: Hauptnormalspannungen Wildbachsperre – $A_{s,erf}$ und Risseverteilung bei Bemessungslast, Beginn Fließbereich, Versagen

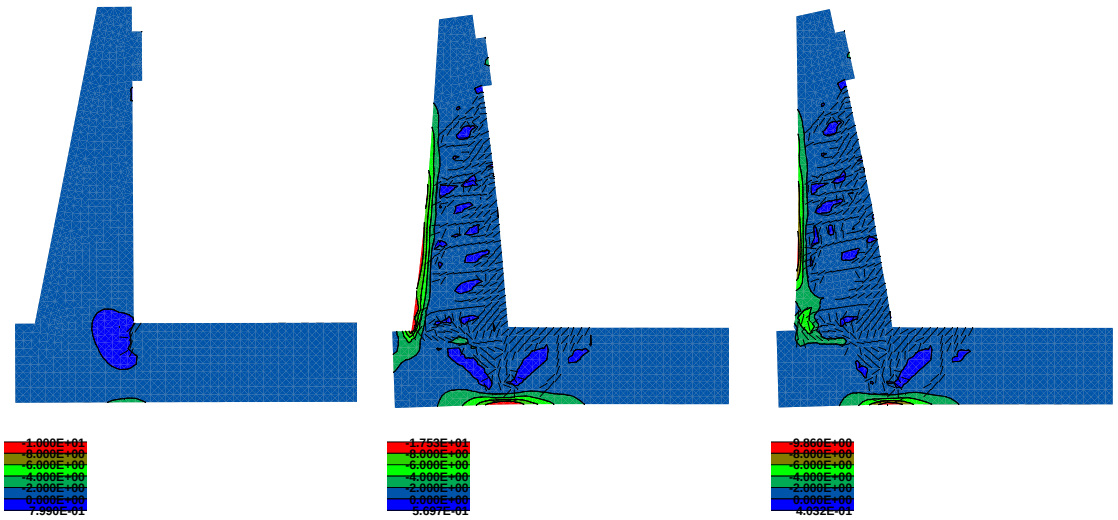


Abbildung 4.17: Hauptnormalspannungen Wildbachsperre – $A_{s,min,EC2}$ und Risseverteilung bei Bemessungslast, Beginn Fließbereich, Versagen

Abb. 4.16 und 4.17 zeigen die Entwicklung der Hauptnormalspannungen beim Modell Wildbachsperre. Neben der besseren Ausnutzung des Betonquerschnittes, erkennt man durch eine zehnfache Überhöhung der Verformung auch die bessere Duktilität des EC- Querschnittes, welche für die Ankündigung des Versagens steht.

Für das Modell Winkelstützmauer wurden nur die Normalspannungen zum Zeitpunkt des Versagens verglichen. Man sieht, dass sich die Verteilungen selbst – abgesehen vom

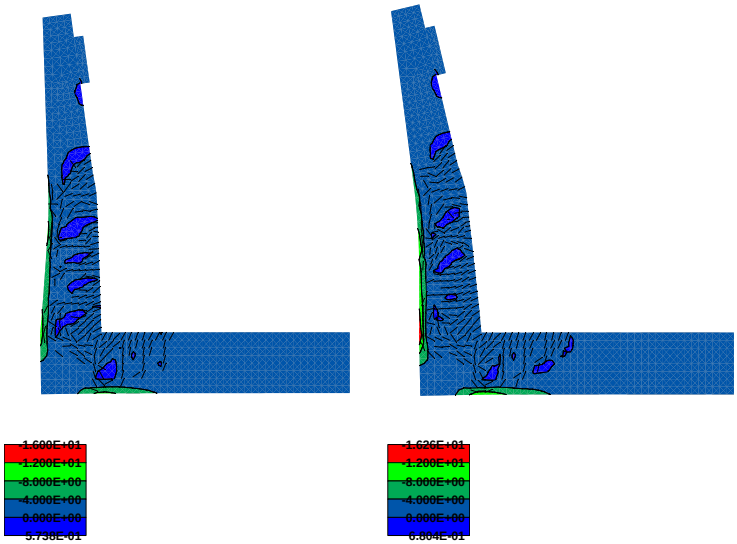


Abbildung 4.18: Hauptnormalspannungen Winkelstützmauer – $A_{s,min,EC2}$ vs. $A_{s,min,EC2}$ – beim Versagen

Spannungsniveau – nicht wesentlich unterscheiden.

Bodenpressung

Um Aussagen über die Bodenpressung treffen zu können, wurde eine Abhängigkeit zwischen der maximalen Sohlspannung und der Belastung dargestellt (Abb. 4.19).

Die Werte für die maximale Spannung in der Sohlfuge σ_1 stammen aus den Monitoringpunkten Bodenpressung (SGM: 4, WBS:4, WSM:6).

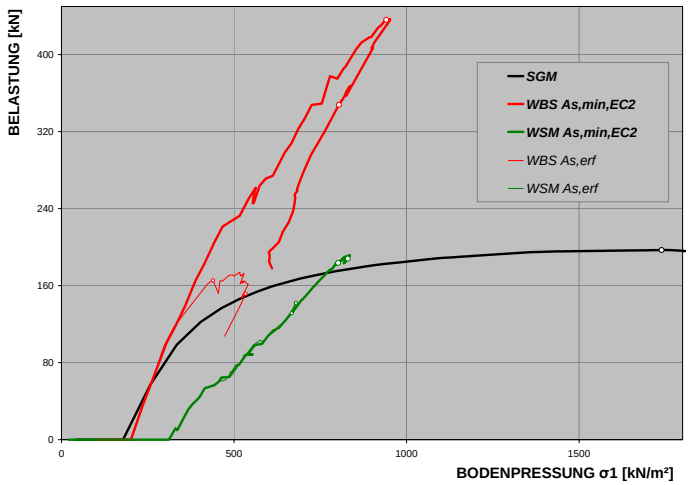


Abbildung 4.19: Maximale Bodenpressung in Abhängigkeit von der Belastung

In diesem Diagramm sieht man deutlich, dass bei der Maximallast der Schwergewichtsmauer die Bodenpressung einen unrealistisch hohen Wert annimmt.

Sobald sich der Querschnitt Wildbachsperre im Fließbereich befindet, sind die in den Boden übertragenen Spannungen wieder rückläufig.

Die Winkelstützmauer steigert die in den Untergrund geleiteten Spannungen kontinuierlich. Ein Spannungsabbau während des Fließens ist kaum zu erkennen.

4.6.4 Rissdokumentation

Um die Rissentwicklung anhand von Diagrammen darzustellen, lassen sich mit den gewonnenen Daten grundsätzlich zwei Abhängigkeiten entwickeln.

- Ein Rissbreiten-Kopfauslenkungsdiagramm (Abb. 4.21) und
- Ein Belastungs-Rissbreitendiagramm (Abb. 4.20)

Wie bereits bei den Last-Verschiebungs-Diagrammen (Abb. 4.9–4.11) stammen die Daten für Kopfauslenkung aus den Monitoringpunkten Verschiebung (WBS 2, WSM 1), für die Belastung aus Murenkraft (WBS:1 WSM:2). Für die Rissentwicklung wurden die Rissbreiten im Versagensquerschnitt 1 herangezogen (WBS:6 WSM:4).

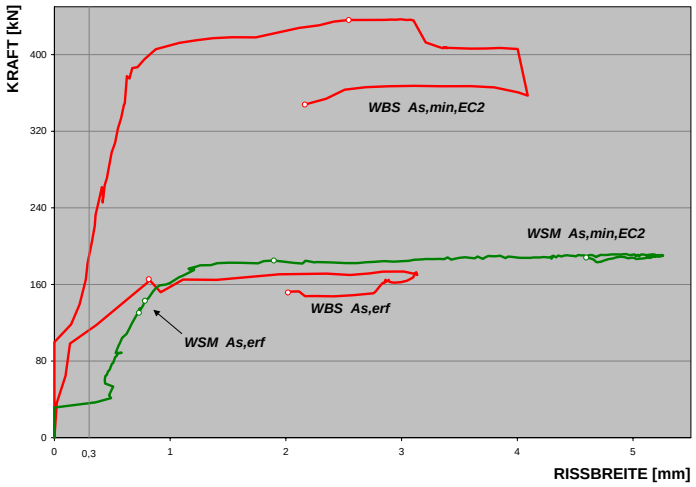


Abbildung 4.20: Last-Rissbreitendiagramm, Modellvergleich

Im Diagramm (Abb. 4.20) kann man erkennen, dass eine angenommene Gebrauchstauglichkeit von $0,3\,mm$ beim Modell Winkelstützmauer bereits vor dem Erreichen der Bemessungslast überschritten wird. Das zeigt uns, dass in diesem Fall die Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit maßgebend wäre.

Außerdem sieht man, dass bis weit über das Bemessungsniveau hinaus es bei diesem Querschnitt keinen Unterschied zwischen $A_{s,erf}$ und $A_{s,minEC2}$ gibt. Erst wenn der Querschnitt zu fließen beginnt, macht sich die hohe Bewehrung des Eurocode bezahlt und verhält sich wesentlich duktiler. Die selben Schlüsse lassen sich aus Abb. 4.21 ziehen.

Im direkten Vergleich der Modelle kann man sehen, dass die erforderliche Bewehrung bei der Wildbachsperre ein ähnlich gutes Verhalten aufweist, wie die Eurocode-Bewehrung der Winkelstützmauer. Auch die Gebrauchstauglichkeit wird erst über dem Bemessungsniveau überschritten.

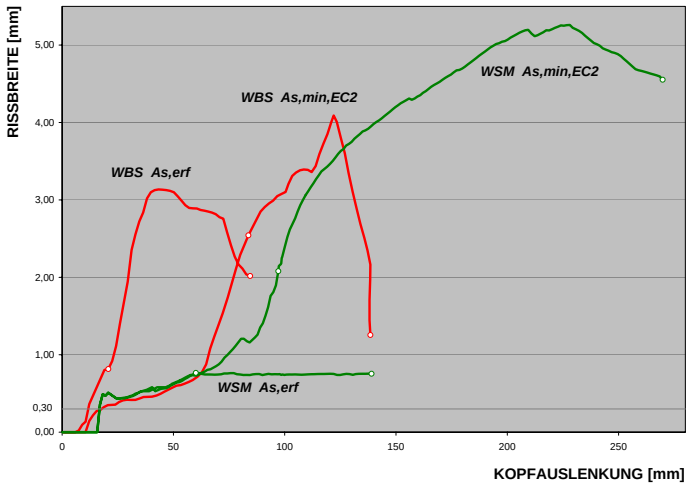


Abbildung 4.21: Rissbreiten-Kopfauslenkungs-Diagramm

Im Abschnitt 4.6.3 wurde in den Abbildungen zur Hauptnormalspannung zusätzlich die Rissverteilung dargestellt. So sieht man im vorliegenden Abschnitt nur mehr exemplarische Beispiele (Abb. 4.22–4.23).

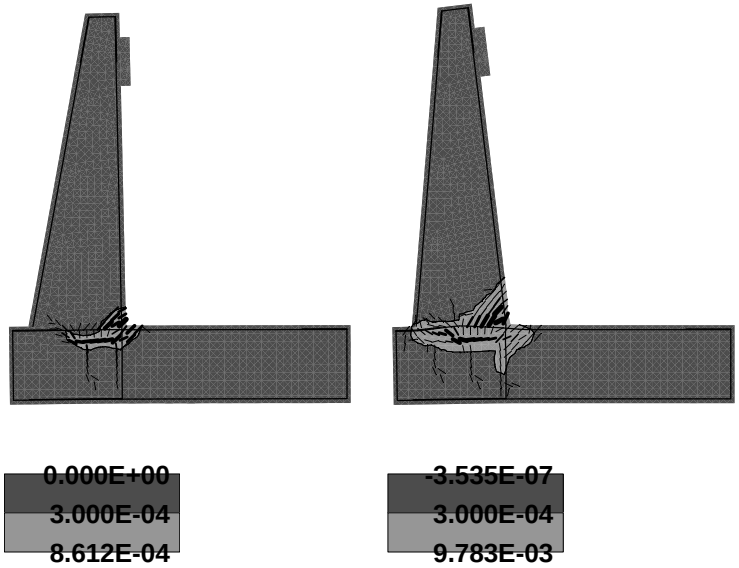


Abbildung 4.22: Rissbreiten Wildbachsperre – $A_{s,erf}$ mit Überschreitung der Gebrauchstauglichkeit bei Beginn Fließbereich und Versagen

In den Rissbildern (Abb. 4.22–4.23) sind die Bereiche der Rissbreiten kleiner $0,3\,mm$ dunkelgrau, größer $0,3\,mm$ hellgrau dargestellt. Man sieht, dass sich das regelkonform bemessene EC- Modell wieder besser verhält. Es besitzt das gewünschte Verhalten bei Stahlbetonquerschnitten: Viele kleine Risse verteilt über den gesamten Querschnitt.

Im Gegensatz dazu weist das Modell $A_{s,erf}$ wenige große Risse im Bereich des Versagensquerschnittes auf, so dass die Bewegung der Mauer eine Starrkörperbewegung darstellt.

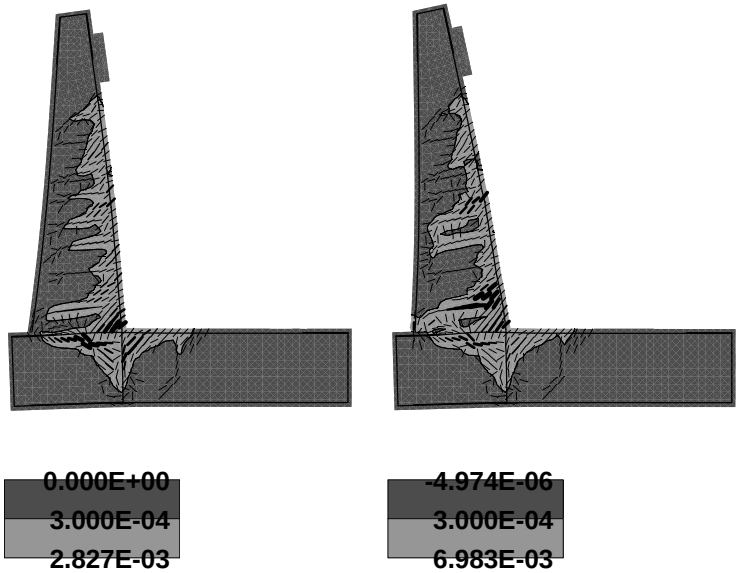


Abbildung 4.23: Rissbreiten Wildbachsperre – $A_{s,minEC2}$ mit Überschreitung der Gebrauchstauglichkeit bei Beginn Fließbereich und Versagen

Außerdem sieht man in Abb. 4.16 und 4.17, Seite 69, dass die Erstrissbildung bei $A_{s,erf}$ in der Mauer stattfindet, bei $A_{s,minEC2}$ im Fundament.

Die Risseverteilung bei der Winkelstützmauer mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden verhält sich annähernd gleich (Abb. 4.18).

4.6.5 Massenvergleich

Um die Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Modelle abschätzen zu können, wurden die benötigten Materialmassen für Beton und Stahl ermittelt, Materialpreise angesetzt und jeweils ein Gesamtpreis pro Meter Sperre berechnet.

Hier muss natürlich noch einmal klargestellt werden, dass es sich um *theoretische Modelle* handelt. Viele Faktoren wie die genau benötigte konstruktive Bewehrung, die Lohnkosten, Zuschläge für eine exponierte Lage uvm. können nicht berücksichtigt werden.

Die berechneten Preise stellen also nur Anhaltspunkte dar und dienen vor allem dem Vergleich der Modelle untereinander.

Für den Betonpreis wurden $90 EUR/m^3$, für den Stahlpreis $780 EUR/to$ angesetzt.

Vergleicht man zunächst die Betonstahlmasse je Meter Sperre (Abb. 4.25), erkennt man beim reinen Stahlbetonquerschnitt Winkelstützmauer – bis auf den ohnehin überbewehrten Querschnitt $A_{s,min,120\%}$ – keine gravierenden Unterschiede. Eine Folge daraus, dass die erforderliche Bewehrung über der Mindestbewehrung liegt.

Beim Modell Wildbachsperre beträgt die maximale Differenz 30 %. Die Steigerung verläuft kontinuierlich, da immer die Mindestbewehrung maßgeblich ist.

Betrachtet man die Gesamtkosten für Beton und Stahl (Abb. 4.26) zeigt sich, dass Einsparungen beim Betonstahl kaum Auswirkungen auf die Wirtschaftlichkeit haben. Das Einsparungspotential liegt bei 4 %. Vielmehr ist es die Betonkubatur, die den Preis macht. So ist die Wildbachsperre ca. 20 % teurer als die Winkelstützmauer und die Schwergewichtsmauer der negative Spitzenreiter.

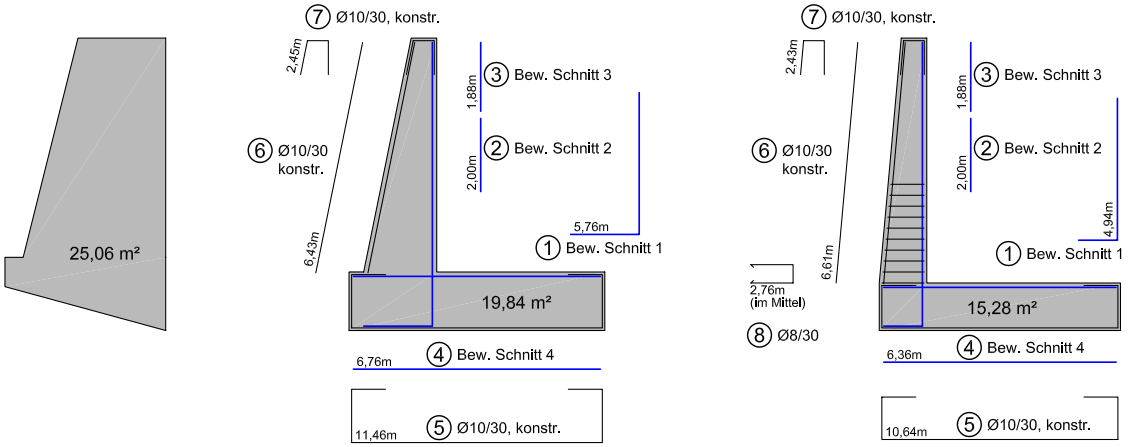


Abbildung 4.24: Bewehrungsskizze

MASSENERMITTLUNG BETONSTAHL

spezifisches Gewicht Baustahl [g/cm³]: 7,85

WBS As,erf

POS	DN	Abstand	Fläche	Länge	Masse Bst.
[-]	[mm]	[cm]	[cm²/m]	[m]	[kg/m]
1	-	-	8,50	5,76	38,43
2	-	-	2,21	2,00	3,47
3	-	-	2,59	1,88	3,82
4	-	-	34,77	6,76	184,51
5	10	30	2,62	11,46	23,55
6	10	30	2,62	6,43	13,21
7	10	30	2,62	2,45	5,04
Summe pro Meter Wand					**272,04**

WBS As,min,120%

POS	DN	Abstand	Fläche	Länge	Masse Bst.
[-]	[mm]	[cm]	[cm²/m]	[m]	[kg/m]
1	-	-	10,20	5,76	46,12
2	-	-	2,65	2,00	4,16
3	-	-	3,11	1,88	4,59
4	-	-	41,72	6,76	221,39
5	10	30	2,62	11,46	23,55
6	10	30	2,62	6,43	13,21
7	10	30	2,62	2,45	5,04
Summe pro Meter Wand					**318,06**

WBS As,min,ZTV

POS	DN	Abstand	Fläche	Länge	Masse Bst.
[-]	[mm]	[cm]	[cm²/m]	[m]	[kg/m]
1	-	-	19,10	5,76	86,36
2	-	-	14,23	2,00	22,34
3	-	-	10,16	1,88	14,99
4	-	-	34,77	6,76	184,51
5	10	30	2,62	11,46	23,55
6	10	30	2,62	6,43	13,21
7	10	30	2,62	2,45	5,04
Summe pro Meter Wand					**350,01**

WBS As,min,EC2

POS	DN	Abstand	Fläche	Länge	Masse Bst.
[-]	[mm]	[cm]	[cm²/m]	[m]	[kg/m]
1	-	-	25,48	5,76	115,21
2	-	-	18,97	2,00	29,78
3	-	-	13,55	1,88	20,00
4	-	-	34,77	6,76	184,51
5	10	30	2,62	11,46	23,55
6	10	30	2,62	6,43	13,21
7	10	30	2,62	2,45	5,04
Summe pro Meter Wand					**391,30**

WSM As,erf

POS	DN	Abstand	Fläche	Länge	Masse Bst.
[-]	[mm]	[cm]	[cm²/m]	[m]	[kg/m]
1	-	-	24,05	5,76	108,74
2	-	-	8,41	2,00	13,20
3	-	-	1,69	1,88	2,49
4	-	-	40,88	6,76	216,93
5	10	30	2,62	11,46	23,55
6	10	30	2,62	6,43	13,21
7	10	30	2,62	2,45	5,04
8 (Bü)	8	10STK	0,50	2,76	10,89
Summe pro Meter Wand					**285,32**

WSM As,min,120%

POS	DN	Abstand	Fläche	Länge	Masse Bst.
[-]	[mm]	[cm]	[cm²/m]	[m]	[kg/m]
1	-	-	28,86	5,76	130,49
2	-	-	10,09	2,00	15,84
3	-	-	2,03	1,88	3,00
4	-	-	49,06	6,76	260,34
5	10	30	2,62	11,46	23,55
6	10	30	2,62	6,43	13,21
7	10	30	2,62	2,45	5,04
8 (Bü)	8	10STK	0,50	2,76	10,89
Summe pro Meter Wand					**331,87**

WSM As,min,ZTV

POS	DN	Abstand	Fläche	Länge	Masse Bst.
[-]	[mm]	[cm]	[cm²/m]	[m]	[kg/m]
1	-	-	24,05	5,76	108,74
2	-	-	9,28	2,00	14,57
3	-	-	7,19	1,88	10,61
4	-	-	40,88	6,76	216,93
5	10	30	2,62	11,46	23,55
6	10	30	2,62	6,43	13,21
7	10	30	2,62	2,45	5,04
8 (Bü)	8	10STK	0,50	2,76	10,89
Summe pro Meter Wand					**294,81**

WSM As,min,EC2

POS	DN	Abstand	Fläche	Länge	Masse Bst.
[-]	[mm]	[cm]	[cm²/m]	[m]	[kg/m]
1	-	-	24,05	5,76	108,74
2	-	-	12,38	2,00	19,44
3	-	-	9,59	1,88	14,15
4	-	-	40,88	6,76	216,93
5	10	30	2,62	11,46	23,55
6	10	30	2,62	6,43	13,21
7	10	30	2,62	2,45	5,04
8 (Bü)	8	10STK	0,50	2,76	10,89
Summe pro Meter Wand					**303,22**

Tabelle 4.6: Massenermittlung Betonstahl

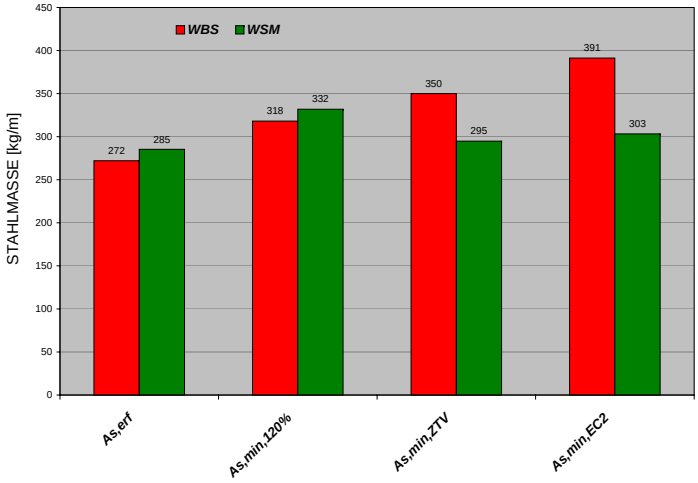


Abbildung 4.25: Massenvergleich Betonstahl

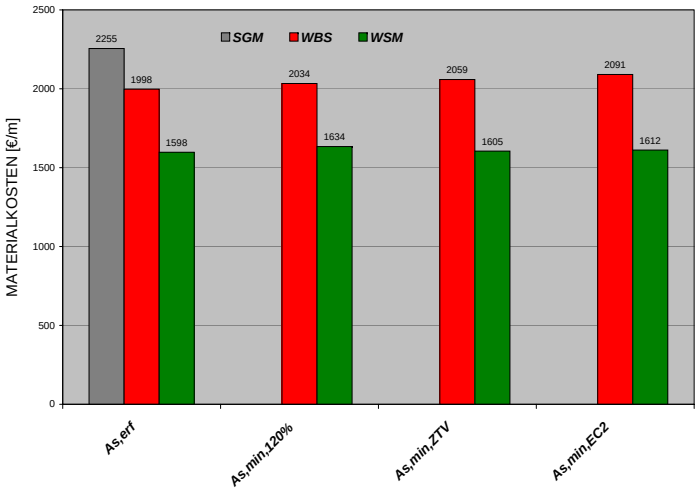


Abbildung 4.26: Material- Kostenabschätzung

5 Nichtlineare 3-dimensionale Modellierung ATENA 3D

5.1 Problemstellung

Ziel der Modellsimulationen war es, für Wildbachsperren Erkenntnisse über den Einfluss der Talflankenwiderstände zu bekommen. Also z.B.: Die Erhöhung des erreichbaren Lastniveaus im Vergleich zur 2D Betrachtung, Unterschiede im Bezug auf die Duktilität, die veränderte Rissentwicklung oder die Spannungsverteilung. In weiterer Folge auch eine Robustheitsbetrachtung unterschiedlicher Bautypen uvm.

Um die Machbarkeit derartiger Untersuchungen mit ATENA 3D abzuschätzen und um Veränderungen leicht vornehmen zu können, wird im vorliegenden Beispiel mit einem sehr vereinfachten Modell gearbeitet.

5.1.1 Annahmen

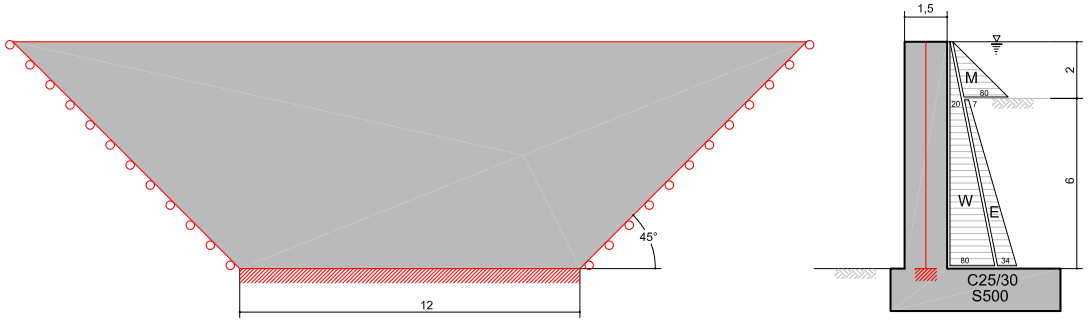


Abbildung 5.1: Lastannahmen und Statisches System

- Es handelt sich um eine Konsolidierungssperre mit Hinterfüllung.
- Es wird nur die Platte bzw. Wand bemessen und modelliert. Diese hat eine konstante Dicke von $1,5\,m$. Abflusssektion, Dolen udg. werden nicht berücksichtigt.
- Die Bemessungslastfälle setzen sich zusammen aus:

  LF1: Eigengewicht

  LF2: Erddruck (Ann. der Bodenkennwerte: $\varphi = 40°$, $\gamma_b' = 12,35\,kN/m^3$)

  LF3: Wasserdruck

LF4: Murgang (berechnet als 4-facher Wasserdruck nach Lichtenhahn [9], 186)

- Die Sperre soll am Fuß eingespannt sein (Anschluss zum Fundament). Die Flanken werden gelenkig gelagert.
- Der eingesetzte Beton ist ein C25/30.
- Der Betonstahl entspricht der Festigkeitsklasse S500.
- Die Bemessung erfolgt nach ÖN EN 1991-1-1 [5].

5.2 Bemessung mit SCIA - Tragfähigkeit (ULS)

Die Bemessung der Platte erfolgte linear mit dem FE-Programm SCIA, welches auch in der Praxis häufig anzutreffen ist. In der vorliegenden Arbeit wird es – im verwendeten Umfang – nur grob umrissen, um dem Leser die wichtigsten Informationen der Bemessung nicht vorzuenthalten. Eine umfassende Einführung bietet das Benutzerhandbuch [22] und die ihm beiliegenden Tutoreals.

SCIA implementiert die Vorschriften der eingestellten Norm – in unserem Fall den Eurocode. Die Bemessungsschnittgrößen werden hier in der Symetriefläche berechnet. Bis auf die Anschlussbewehrung liegt die erforderliche Bewehrung der Platte immer unter der Mindestbewehrung (siehe Abb 5.5).

5.2.1 Materialparameter

Die von SCIA vorgegebenen – aber natürlich abänderbaren – Materialparameter für die Bemessung sehen so aus:

Beton C25/30

- Name: C25/30
- Materialtyp: Beton
- Temperaturdehnzahl $[m/mK]$: $0,00$
- Massendichte $[kg/m^3]$: 2500
- E-Modul $[MPa]$: 30500
- Querdehnzahl: $0,2$
- G-Modul $[MPa]$: $12708,33$
- Log. Dekrement: $0,15$
- Char. Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} $[MPa]$: 25
- Mittlere Zugfestigkeit $f_{ctm(28)}$ $[MPa]$: $2,60$
- Korndurchmesser d_s $[mm]$: 32
- Zementklasse: langsame Erhärtung

Betonstahl S500

- Name: S500
- Materialtyp: Bewehrungsstahl
- Temperaturdehnzahl $[m/mK]$: $0,00$
- Massendichte $[kg/m^3]$: 7850
- E-Modul $[MPa]$: 200000
- Querdehnzahl: $0,2$
- G-Modul $[MPa]$: 83333
- Log. Dekrement: $0,15$
- Bar surface: Gerippt
- Char. Fließfestigkeit $[MPa]$: 500

5.2.2 Struktur und Belastung

Nach Eingabe der Struktur als *Allgemein ebenes 2D Teil* und Festlegung der Lagerungsbedingungen besteht der nächste Schritt aus der Erstellung von Lastfällen (siehe Tab. 5.1), die verschiedenen Lastgruppen – in unserem Fall *Ständigen- und Variablen Lasten* – zugeordnet sind.

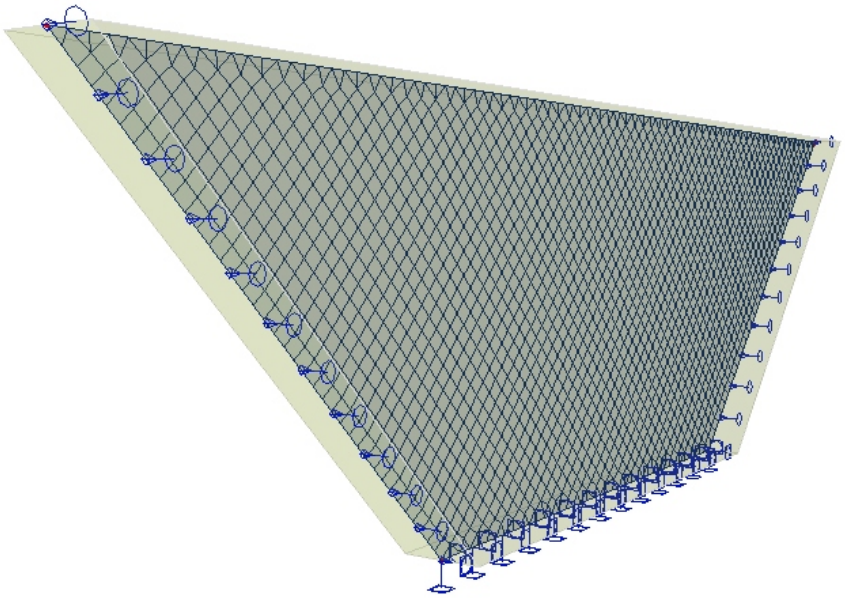


Abbildung 5.2: Symetriefläche, FE-Netz und Lagerung in SCIA

Aus den Lastfällen werden dann nichtlineare Lastfallkombinationen erstellt und mit den *Teilsicherheitsbeiwerten der Einwirkung* versehen. Nichtlinear bedeutet hier, dass die variablen

Lasten auf alle möglichen Arten kombiniert werden und aus ihnen eine Umhüllende berechnet wird. Als Steuerung wie kombiniert werden darf, dienen die Lastfallgruppen.

Zerlegt man beispielsweise die umhüllende Lastfallkombination LK1 aus Tab. 5.1 in lineare Kombinationen, sieht man welche Kombinationen durchgerechnet werden.

Die Kombination LK1 – Grenzzustand der Tragfähigkeit besteht aus...

$$\begin{aligned} LK1.1 &= 1,35 \cdot LF1 + 1,35 \cdot LF2 \\ LK1.2 &= 1,35 \cdot LF1 + 1,35 \cdot LF2 + 1,00 \cdot LF4 \\ LK1.3 &= 1,35 \cdot LF1 + 1,35 \cdot LF2 + 1,50 \cdot LF3 \\ LK1.4 &= 1,35 \cdot LF1 + 1,35 \cdot LF2 + 1,50 \cdot LF3 + 1,00 \cdot LF4 \end{aligned} \tag{5.1}$$

Noch eine Stufe über den Kombinationen liegen die Ergebnisklassen. Sie stellen eine Umhüllende der Lastfallkombinationen dar.

LF1	Eigengewicht	LG:	ständig
LF2	Erddruck	LG:	ständig
LF3	Wasserdruck	LG:	variabel
LF4	Murgang	LG:	variabel
LK1	$1,35 \cdot LF1 + 1,35 \cdot LF2 + 1,50 \cdot LF3 + 1,00 \cdot LF4$		
LK2	$1,00 \cdot LF1 + 1,00 \cdot LF2 + 1,00 \cdot LF3 + 1,00 \cdot LF4$		
EK	$LK1 + LK2$		

Tabelle 5.1: Lastfälle (LF), Lastfallgruppen (LG), Lastfallkombinationen (LK), Ergebnisklassen (EK)

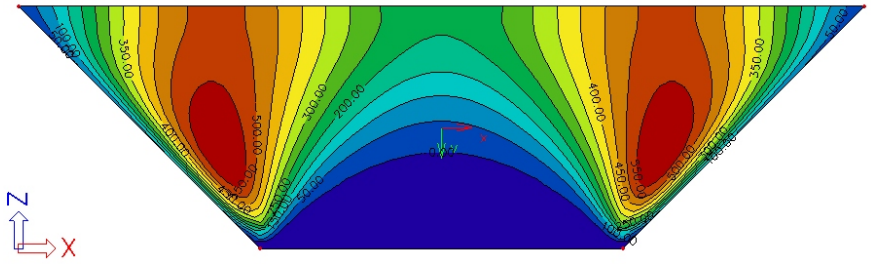
5.2.3 Bemessung

In SCIA werden in einem ersten Berechnungsschritt zunächst die Schnittgrößen in der Symetriefläche berechnet. Für die zu bemessende Platte sieht man in Abb. 5.3, Seite 80 die Bemessungsmomente in Richtung x und y als Isoflächen dargestellt. Da mit den Umhüllenden der Lastfallkombinationen gerechnet wird, sind das jeweils ein Minimum und ein Maximum.

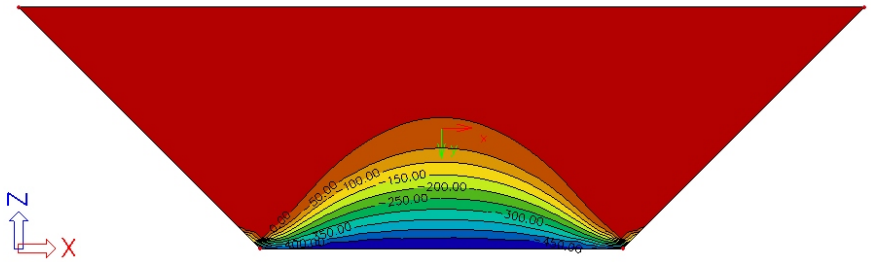
Die Bemessung selbst wird mit dem Modul Beton vorgenommen. Die Defaultwerte der Beton- Einstellungen implizieren alle Vorschriften jener Norm, die für das Projekt eingestellt wurde (EC). Also beispielsweise auch die *Teilsicherheitsbeiwerte des Widerstandes*. Für das forliegende Beispiel wurden jedoch zwei wesentliche Änderungen vorgenommen:

- Die Betondeckung wurde benutzerdefiniert mit $7cm$ eingegeben. Das entspricht einem Wert aus der Praxis der Wildbachverbauung.
- Unter Norm- und Sonderauflagen wurden sämtliche Mindestbewehrungsgrade auf Null gesetzt. Natürlich mit Ausnahme des Mindest- Querbewehrungsgrades von 20%, welcher die Plattentragwirkung garantiert. Somit war es möglich, die rein rechnerisch erforderliche Tragfähigkeitsbewehrung auszugeben (siehe Abb. 5.4).

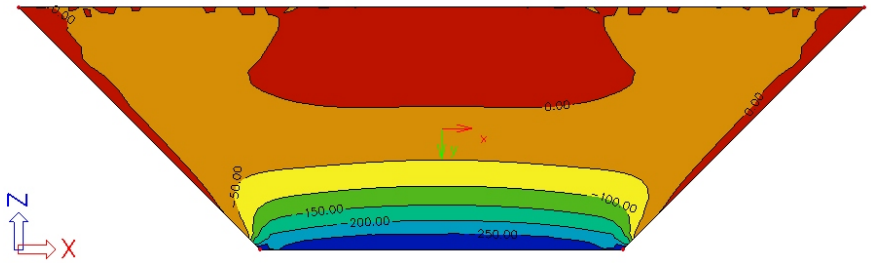
$mx - max\ [kNm/m]$



$mx - min\ [kNm/m]$



$my - max\ [kNm/m]$



$my - min\ [kNm/m]$

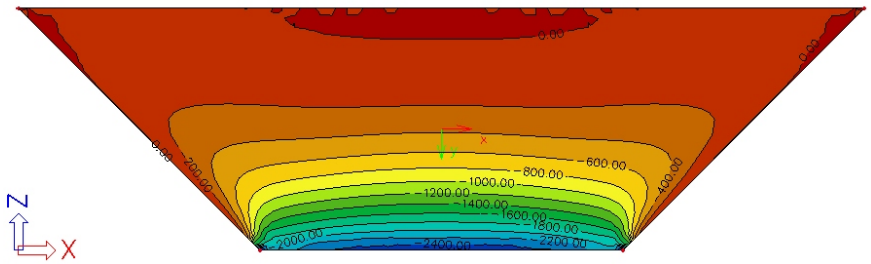
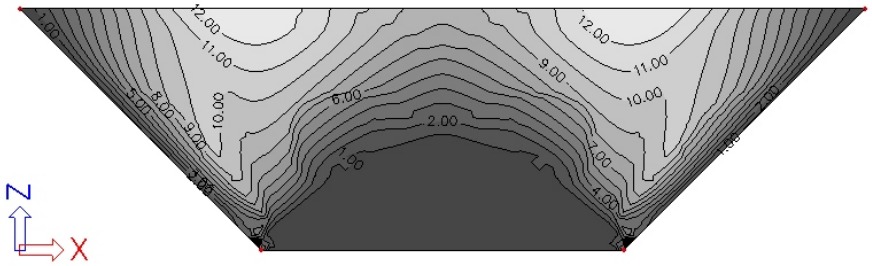
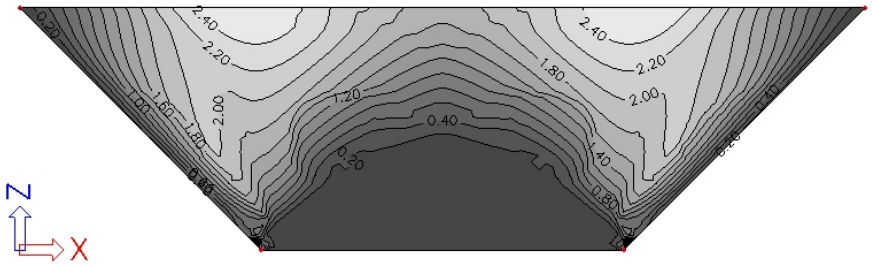


Abbildung 5.3: Momente

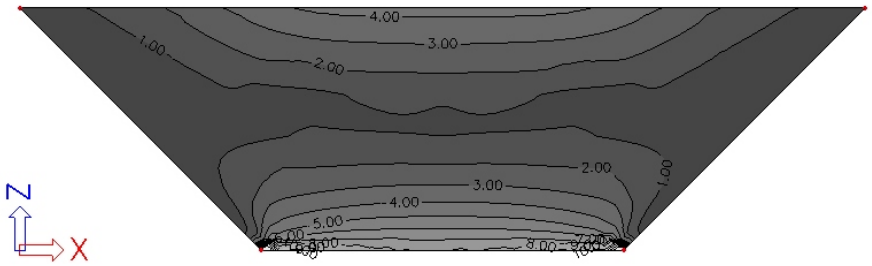
$a_{s,erf}$ *luftseitig horizontal* $[cm^2/m]$



$a_{s,erf}$ *luftseitig vertikal* $[cm^2/m]$



$a_{s,erf}$ *wasserseitig horizontal* $[cm^2/m]$



$a_{s,erf}$ *wasserseitig vertikal* $[cm^2/m]$

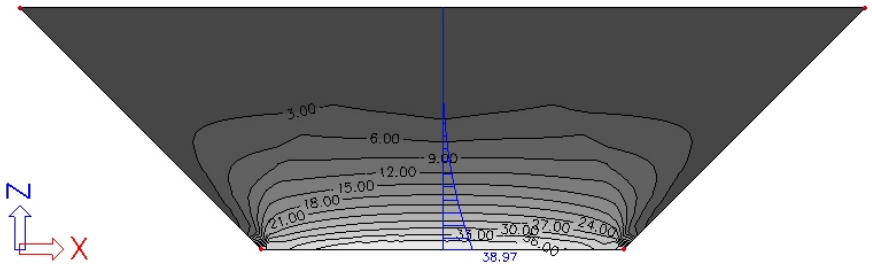


Abbildung 5.4: Erforderliche Flächenbewehrung

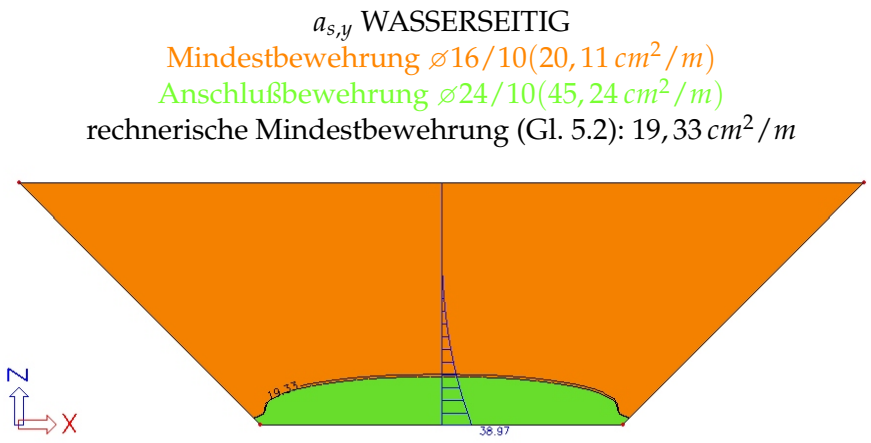


Abbildung 5.5: Anschlußbewehrung

Der Mindestbewehrungsgrad nach EC2 (ÖN EN 1992-1-1 [5], Gl. (9.1N)) wurde dann nach der allgemeinen Formel ...

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \tag{5.2}$$

...berechnet. Unter Verwendung einer benutzerdefinierten Scala für die Bewehrungsfläche bietet SCIA die Möglichkeit Isolinien zu erzeugen, anhand derer man direkt bewehren kann (Abb. 5.5).

Außer in der Bewehrungslage der Anschlußbewehrung, liegt die erforderliche Bewehrungsfläche immer unterhalb der Mindestbewehrung.

5.3 Simulation ATENA 3D

In der verwendeten Version von ATENA 3D (version 1.2.11.0 (c) Cervenka Consulting 1990–2006) hat man als Anwender im vorliegenden Beispiel hauptsächlich mit zwei Problemen zu kämpfen.

- Um die Dauer der Berechnungen nicht ausufern zu lassen, muß man darauf achten möglichst wenig FE Elemente zu erhalten. Gleichzeitig darf aber die Qualität der Ergebnisse nicht darunter leiden. Das wurde erreicht, indem man lineare Brickelemente benutzte und eine Mindestanzahl von vier Elementen pro Plattendicke generierte. Durch die konische Form der Elemente ergibt sich das ungünstigste Seitenverhältnis mit $1 : 1,63 : 1,88$. Um die Rechenzeit nocheinmal wesentlich zu verkürzen, wurde nur eine Symetriehälfte der Sperre modelliert.

- In der 3D-Version ist es zur Zeit noch nicht möglich, eine veränderliche Last aufzubringen. Nach vielen Versuchen zu diesem Thema hat man Lastkörper erzeugt, die die Form der veränderlichen Last annehmen und dessen Eigengewichte horizontal wirken. Neben vielen Problemen, die man auf einen Schlag lösen kann, entstehen auch gewisse Unsicherheiten.

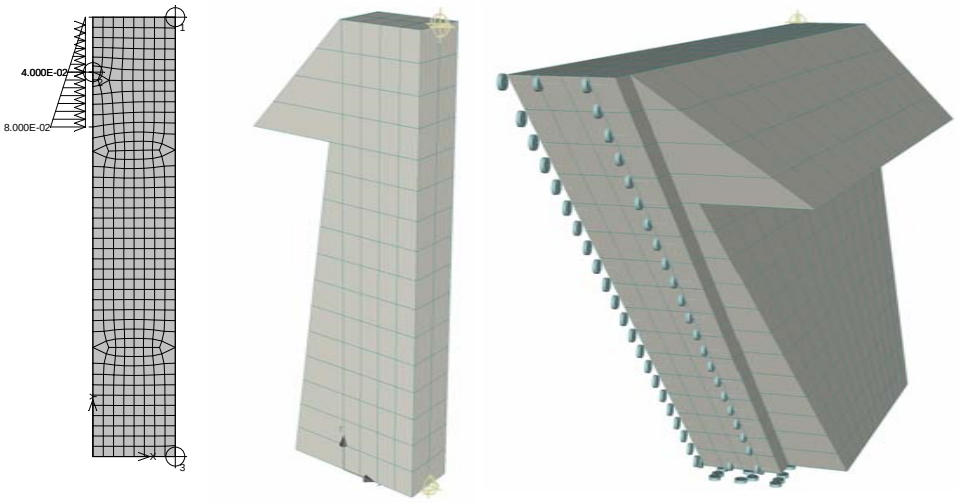


Abbildung 5.6: FE-Modelle: Meter 2D, Meter 3D, Sperre

Man hat sich dafür entschieden, ohne Interface zwischen Sperre und Lastkörper zu arbeiten. Der Grund dafür ist abermals eine hohe Rechenzeit die dabei entsteht, wenn sich die FE Knoten ständig gegenseitig verschieben. Stattdessen wurde ein sehr geringer E-Modul in den Lastkörpern verwendet, um die Einflüsse des perfekten Verbundes so gering wie möglich zu halten.

5.3.1 Allgemeines

Die Lastfälle 1–3 wurden für das Modell konstant und auf charakteristischem Niveau gehalten, wobei man Erd- und Wasserdruck zu einem Lastfall zusammenfasste. Der Lastfall 4 diente als kontinuierlich gesteigerte Versagenslast.

Um die Quertragfähigkeit der Bewehrung in etwa berücksichtigen zu können, wurde eine verschmierte Bewehrung normal zur Plattenebene eingegeben. Der Bewehrungsgrad berechnet sich zu:

$$\rho_{s,z} = \frac{A_{s,x} + A_{s,y}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{A_c} \tag{5.3}$$

Um die Laststeigerung zu erfahren und verschiedene Parametereinstellungen schnell durchrechnen zu können, wurden auch Ein-Meterstreifen-Modelle entwickelt. Einmal als 3D Modell und einmal als 2D Modell. Sie dienten außerdem der Kontrolle auf Plausibilität.

Beim 2D Modell ist es möglich, die veränderlichen Lasten direkt einzugeben.

5.3.2 Materialmodelle

Dieser Abschnitt beschäftigt sich mit den verschiedenen Materialmodellen. Geänderte Werte sind rot dargestellt.

Beton C25/30

Für die 3D Modelle wählte man aus einem zur Verfügung stehenden Materialkatalog das Modell *C25,30 characteristic values*. Wie die Betonmodelle in ATENA grundsätzlich funktionieren findet sich in Abschnitt 4.5.1, Seite 55. Im Gegensatz zur 2D Simulation ist die Versagensumhüllende hier dreidimensional.

Für *Tension stiffening* wurde der Defaultwert aktiviert. Diese Einstellung ermöglichte es erst, den Beton nach dem Bruch weiter zu belasten – ohne ihr wurde die Berechnung schon sehr früh abgebrochen.

- Title: C25,30 characteristic values
- Type: CC3DNonLinCementitious2
- Elastic modulus $E[MPa] : 3,100E+04$
- Poisson's ratio $\mu[-] : 0,200$
- Specific material weight $\rho[MN/m3] : 2,300E-02$
- Coefficient of thermal expansion $\alpha[1/K] : 1,200E-05$
- Tensile strength $F_t[MPa] : 1,800E+00$
- Compressive strength $F_c[MPa] : -2,500E+01$
- Specific fracture energy $G_f[MN/m] : 5,793E-05$
- Tension stiffening $c_{ts}[-] : 0,40$
- Critical compressive displacement $W_d[m] : -5,000E-04$
- Exc.,def. the shape of fail.surface $e[-] : 0,520$
- Multiplier for the direction of the pl.flow $\beta[-] : 0,000$
- Fixed crack model coefficient $[-] : 1,000$
- Plastic strain at compressive strength $\epsilon_{cp}[-] : -1,294E-03$
- Onset of non-linear behavior in compression $F_{c0}[MPa] : -3,780E+00$

Für das 2D Modell versuchte man, das selbe Materialmodell „3D Non Linear Cementitious 2“ zu verwenden. Da hier jedoch keine Option für „Tension stiffening“ vorgesehen ist, konnten keine zufriedenstellenden Ergebnisse erreicht werden. Deshalb wurde das Materilmodell „SBeta“, welches wesentlich stabiler läuft adaptiert. Defaulteinstellungen wurden wieder mit Hilfe der Würfeldruckfestigkeit von 30 MPa erzeugt, dann die Werte so weit als möglich an „C25,30 characteristic values“ angepasst.

- Name : SBeta Material
- Type: CCSBETAMaterial
- Elastic modulus: $E = 3.100E+04\ [MPa]$

- Poisson's ratio: $\mu = 0.200\ [-]$
- Tensile strength: $F_t = 1.800E+00\ [MPa]$
- Compressive strength: $F_c = -2.500E+01\ [MPa]$
- Type of tension softening : *Exponential*
- Specific fracture energy: $G_f = 5.793E-05\ [MN/m]$
- Crack model: *Fixed*
- Compressive strain at compressive strength in the uniaxial compressive test: $\epsilon_C = -1.682E-03\ [-]$
- Reduction of compressive strength due to cracks: $Comp_{Red} = 0.800\ [-]$
- Type of compression softening : Crush Band
- Critical compressive displacement: $W_d = -5.0000E-04\ [m]$
- Shear Retention Factor: *Variable*
- Tension-compression interaction : *Linear*
- Specific material weight: $\rho = 2.300E-02\ [MN/m3]$
- Coefficient of thermal expansion: $\alpha = 1.200E-05\ [1/K]$

Stahl S500

Das Materialmodell für die Bewehrung wurde – wie bei den 2D Simulationen auch – multilinear eingegeben. Als Vorlage diente wieder die Linie A (siehe Abb. 5.7, links) aus dem Eurocode.

Lt. ÖN EN 1991-1-1 ([5], Anhang C Tabelle C.1–Eigenschaften von Betonstahl) liegt für Betonstabstahl mit einer charakteristischen Streckgrenze f_{yk} zwischen 400 und 600 MPa und einer Produktklasse B der Mindestwert von $k = (f_t/f_y)_k$ bei 1,08 und die charakteristische Dehnung bei Höchstlast ϵ_{uk} bei 5 %.

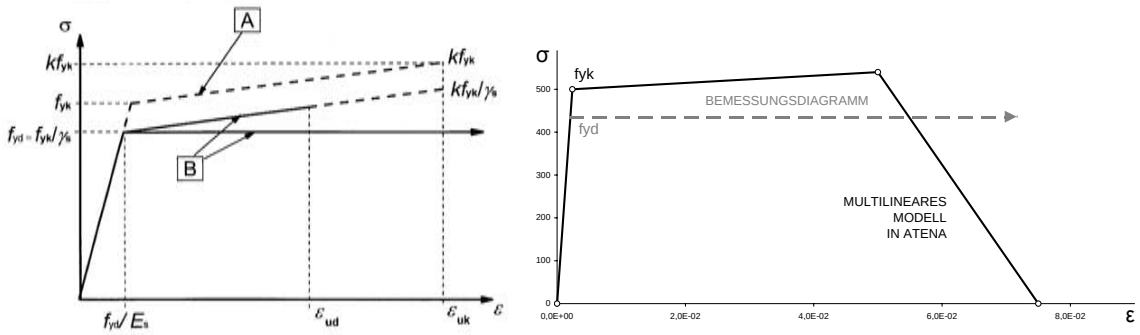


Abbildung 5.7: Spannungs-Dehnungs-Linie, Betonstahl links: EC-Diagramm (aus [5], Bild 3.8), rechts: in ATENA eingegebenes Diagramm

Mit der charakteristischen Streckgrenze von 500 MPa und einem E-Modul von 210000 MPa lassen sich die Punkte berechnen ...

$$f_{yk}/E = 0,238\% \qquad f_{yk} = 500\,MPa \tag{5.4}$$

$$\epsilon_{uk} = 5\,\% \qquad k \cdot f_{yk} = 540\,MPa \tag{5.5}$$

Um das Versagen der Bauteile eindeutig feststellen zu können, beinhaltet die Linie auch wieder einen absteigenden Ast.

- Name : Reinforcement
- Type: CCReinforcement
- Typ: *MultiLinear*
- Function: $(0.000E+00; 0.000E+00)$ $(2.381E-03; 5.000E+02)$ $(5.000E-02; 5.400E+02)$ $(7.000E-02; 0.000E+00)$
- Specific material weight $\rho = 7.850E-02[MN/m3]$
- Coefficient of thermal expansion $\alpha = 1.200E-05[1/K]$

Sonstige

Lastiguren Die Lastfiguren bestehen aus Materialien vom Typ „CC3DElastIsotropic“. Wie bereits erwähnt mit niedrigen E-Moduli ($80-100\,MPa$), um den Einfluss des perfekten Verbundes möglichst gering zu halten.

Aus geometrischen Gründen und um eine höhere Genauigkeit beim Lastfall Mure zu erhalten, verwendete man zwei verschiedene Materialdefinitionen. Für den zusammengefassten Lastfall Erd- und Wasserdruck wurde ein spezifisches Gewicht von $0,1\,MN/m^3$ eingegeben, für den Versagenslastfall Mure $0,01\,MN/m^3$.

Damit sich die Lastfiguren mit ihrem geringen E-Modul nicht ungünstig verformen – was eine Verlagerung des horizontal wirkenden Gewichtes zur Folge hätte – besitzen sie eine Querdehnungszahl μ von 0.

Pufferelement Damit die FE- Elemente des Betons keine unrealistisch hohen Spannungskonzentrationen erfahren, setzte man dem gelenkigen Auflager in der Talflanke ein Pufferelemt dazwischen. Es besteht ebenfalls aus einem elastisch-isotropen Material und hat den E-Modul von Beton, damit es die Randverformungen der Platte mitmacht.

5.3.3 Lösungsparameter

Die Defaulteinstellungen der Lösungsparameter für Newton-Raphson und Arc-Length wurden – bis auf die Anzahl der Interationsschritte (Interation limit: 80) und der Option Line Search (LS interation limit: 3) – vorerst nicht verändert.

Da man mit dieser Einstellung beim Modell Sperre keine akzeptablen Rechenzeiten erhielt und die Loadsteps oft verkleinern musste, damit die Berechnungen nicht abgebrochen wurden, erhöhte man ab einem gewissen Zeitpunkt die Fehlertoleranzen von 1 % auf 3 %. Gleichzeitig begrenzte man die Interationschritte auf 20. Die Fehler in den Gleichgewichtbedingungen nach jedem Step sind in Abb. 5.8 dargestellt.

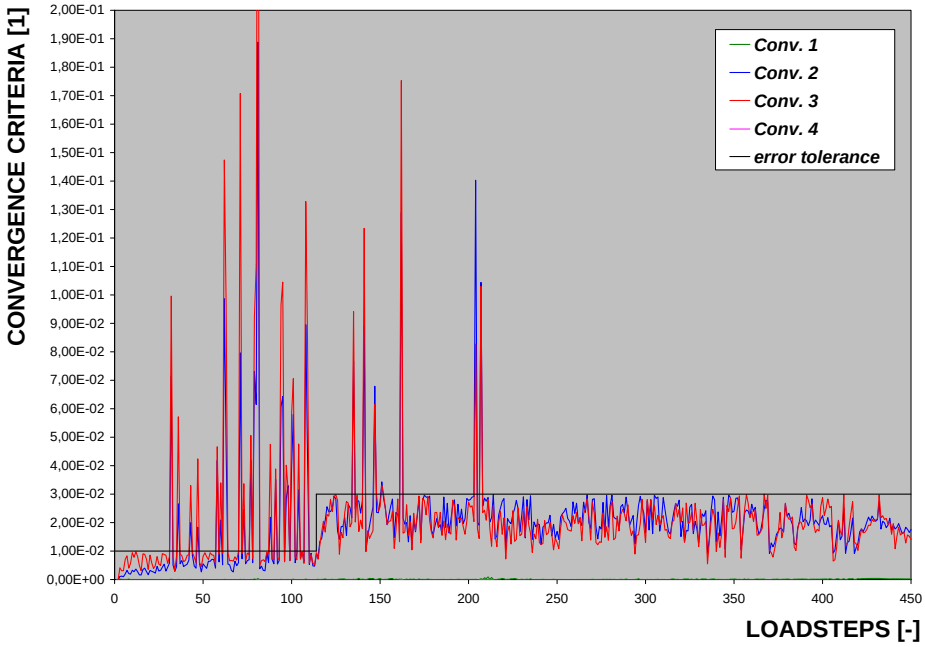


Abbildung 5.8: Convergence Kriterien nach jedem Lastschritt

5.3.4 Monitoring Points

Zum Erzeugen der Arbeitslinien und um die Modelle untereinander vergleichen zu können, wurden jeweils drei Monitoringpunkte gesetzt.

Deformation Der erste Punkt stellt die Kopfauslenkung dar.

Stress (Force) Der zweite Punkt soll im direkten Zusammenhang mit der Größe der aufgebrachten Kraft stehen.

Für die 3D Modelle wurde dazu die horizontale Spannung (*Stress: MPa*) im Lastkörper der Mure ausgegeben. Um Fehler durch Randspannungseffekte zu vermeiden setzte man diesen in den Schwerpunkt der Kontaktfläche. Da die Spannungen im 3D Modell in den Integrationspunkten gemessen werden und zudem nur aus einem Element über die Breite der Lastfigur bestehen, kann der Wert nicht direkt abgelesen werden, sondern stellt nur eine direkt proportionale Größe zur tatsächlich aufgebrachten Kraft dar.

Für das 2D Modell benutzte man als Monitoringpunkt *External Force* (*MPa*) im selben Bezugspunkt wie bei den 3D Modellen. Auch hier handelt es sich nur um eine direkt proportionale Größe, da sie nicht auf eine Fläche mit Grundeinheit bezogen wird (Welche Fläche tatsächlich verwendet wird ist unklar).

Um nun später einen Vergleich aufstellen zu können, brachte man bei allen Modellen die Bemessungslast (und wenn möglich darüber hinaus) mit Newton Raphson auf. Da man hier weiß wieviel Last tatsächlich aufgebracht wird, ist es möglich sich einen Maßstabsfaktor zu berechnen mit dem man auf die reale Last schließen kann.

Stress Concrete Um zur Kontrolle eine Kraftgröße zu erhalten, die in beiden ATENA Programmen (2D und 3D) gemessen werden kann, wurde ein dritter Monitoringpunkt

gesetzt. Er beschreibt die Betondruckspannung in vertikaler Richtung luftseitig bei der Einspannung und läßt in begrenztem Umfang Rückschlüsse auf die Versagensmechanismen zu.

5.3.5 Vergleich 2D vs. 3D

Um die Modelle untereinander zu vergleichen, erstellte man jeweils zwei Arbeitslinien mit den zur Verfügung stehenden Monitoringpunkten (siehe Abb. 5.9).

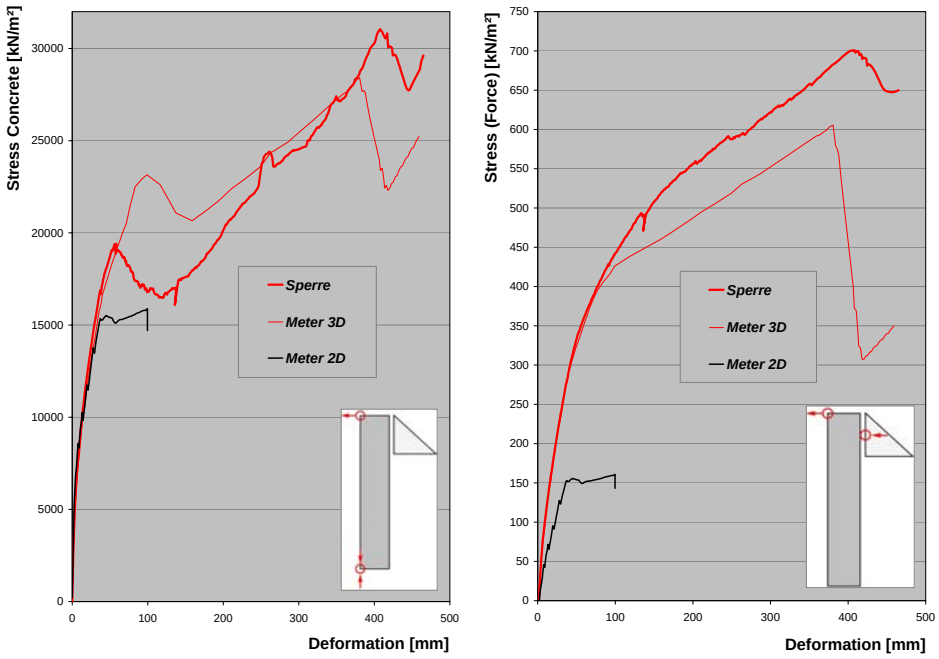


Abbildung 5.9: Modellvergleich 3D vs. 2D

Bewertung

- Vergleicht man nun Meter 2D mit Meter 3D (Abb. 5.9, rechts) ergibt sich eine ungewöhnlich große Differnz – sowohl beim erreichten Lastniveau, als auch im Bezug auf die Duktilität. Eventuell eine Folge der Einstellung Tension Stiffening?

- Im Gegensatz dazu erscheint der Unterschied zwischen Meter 3D und Sperre relativ gering. Ob das endgültige Versagen beim Modell Sperre bereits erfolgt ist, versuchte man mit Bild 5.10 zu ergründen. Es stellt jene Bereiche des Bewehrungskorbes rot dar, die sich zum Zeitpunkt der Maximallast im Fließbereich befinden. Auch die maximale Stahlspannung von 540 MPa ist hier schon erreicht.

- Plausibel stellt sich der Unterschied zwischen Meter 2D und Sperre dar.

Allgemein besteht die Befürchtung, dass man mit den 3D Modellen auf der unsicheren Seite liegt.

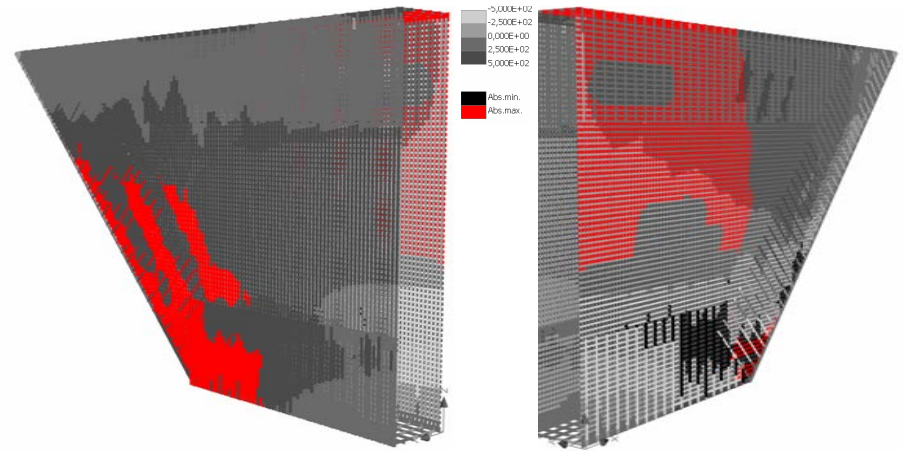


Abbildung 5.10: Normalspannung im Bewehrungsstahl: links wasserseitig, rechts luftseitig

5.3.6 Offene Fragen

- Wie kann man die Belastung besser messen, ohne die Werte scalieren zu müssen – was mit gewissen Unsicherheiten verbunden ist?
- Kann man eine Beeinflussung der Steifigkeit durch die generierten Lastkörper ausschließen bzw. vernachlässigen?
- Kann man mit der erzielten Qualität oder Genauigkeit der 3D Ergebnisse zufrieden sein?
- Welchen Einfluss hat Tension Stiffening auf die Form der Arbeitslinien?
- Ist es möglich, die Anzahl der Lastschritte drastisch zu reduzieren, so dass man eventuell Versagenswahrscheinlichkeiten mit SARA [1] berechnen kann?

5.4 Plattentragwirkung

Als exemplarisches Ergebnis wird hier die Rissenticklung der behandelten Sperre graphisch dargestellt.

5.4.1 Bemessungsniveau

In Abb. 5.11 sieht man eine räumliche Darstellung der Risse, die sich mit Erreichen des Bemessungsniveaus einstellen. Die maximale Rissbreite liegt bei $0,25\,mm$. Die Erstrissbildung findet in der untersten Lage statt, und ergibt sich aus der Einspannung im Fundament.

Zusätzlich wurden die Hauptnormalspannungen – links: Maximum $\widehat{=}$ Zugspannungen, rechts: Minimum $\widehat{=}$ Druckspannungen – als Isolinien dargestellt. Anhand der Zugspannungen kann man hier schon gut erahnen, wo sich die nächsten Risse bei Belastungssteigerung entwickeln werden.

Eine Bestätigung dieser Annahme erhält man im nächsten Abschnitt.

[1] Das Programm SARA erlaubt es die Basisvariaben der deterministischen ATENA Berechnungen mit Zufallsvariablen einer bestimmten Verteilung zu ersetzen. Dadurch wäre es möglich probabilistische Analysen durchzuführen.

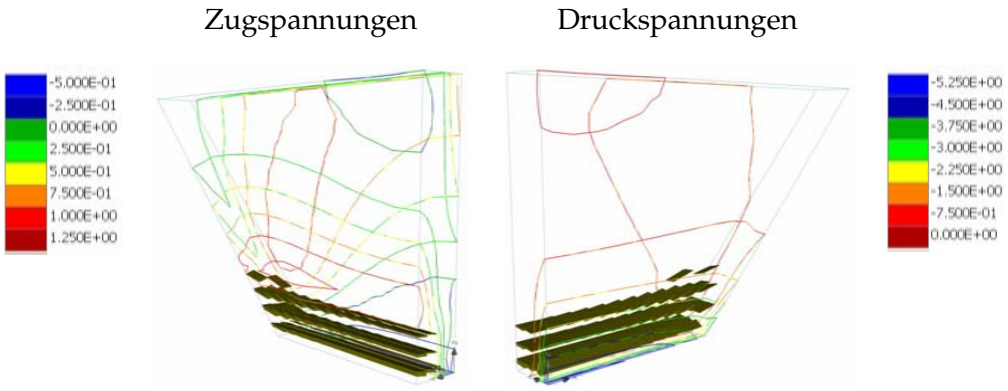


Abbildung 5.11: Bemessungsniveau: Risse, Hauptnormalspannungen

5.4.2 Rissentwicklung

Für die Darstellung der Rissbreiten wurde eine benutzerdefinierte Legende erstellt, um mit wenig Abstufungen ein möglichst großes Spektrum erfassen zu können (Abb. 5.12 und 5.13). Die weißen Bereiche stellen Zonen dar, in denen die Gebrauchstauglichkeit nicht überschritten wird. Als Kriterium wurde wieder eine Rissbreite von $0,3\,mm$ angenommen. Grau stellen sich Bereiche zwischen $0,3$ und $3\,mm$ dar. Wo sich das Versagen abspielt, erkennt man an den roten Einfärbungen und deren Abstufung.

Damit die Risseverteilung und deren Richtung gut erkennbar ist, wurde ein Filter verwendet, der nur Risse erster und zweiter Ordnung darstellt. Außerdem werden Risse kleiner $0,3\,mm$ ausgeblendet.

Die Deformation der Struktur wurde um den Faktor 10 überhöht abgebildet.

Die Chronologie der Abbildungen beginnt bei einem Belastungsniveau von $350\,kN/m^2$ (siehe Abb. 5.9, rechts). Das vorletzte Bild entspricht dem Belastungsmaximum. Den Abschluss macht ein Rissbild im Nachbruch.

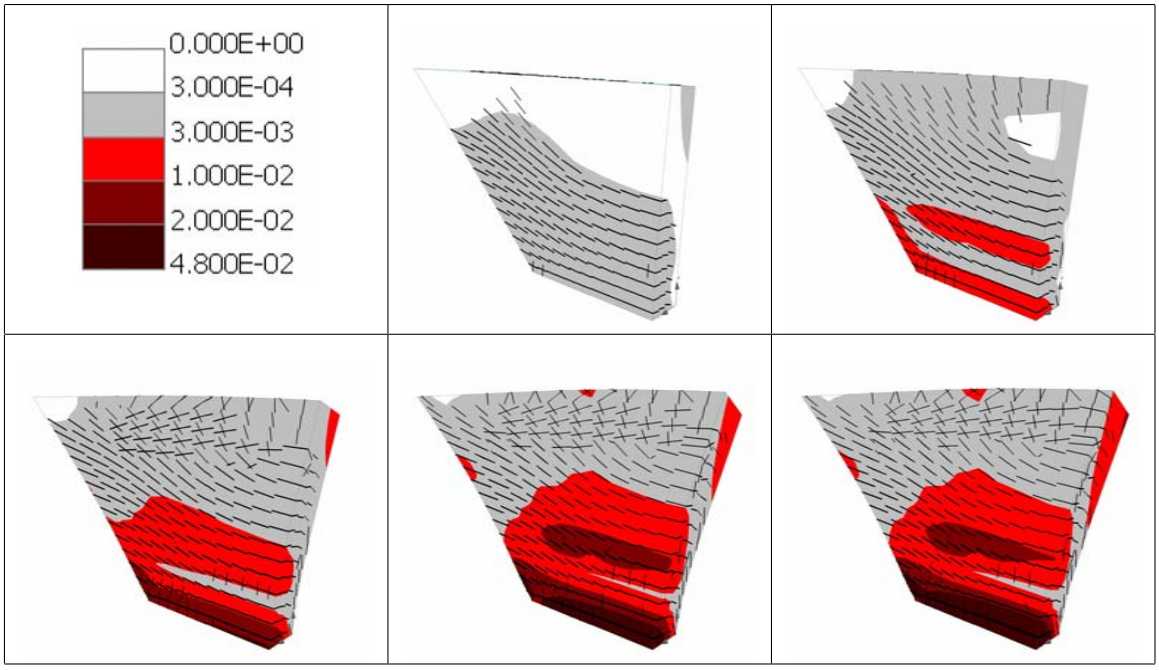


Abbildung 5.12: Rissentwicklung Plattensperre, wasserseitig

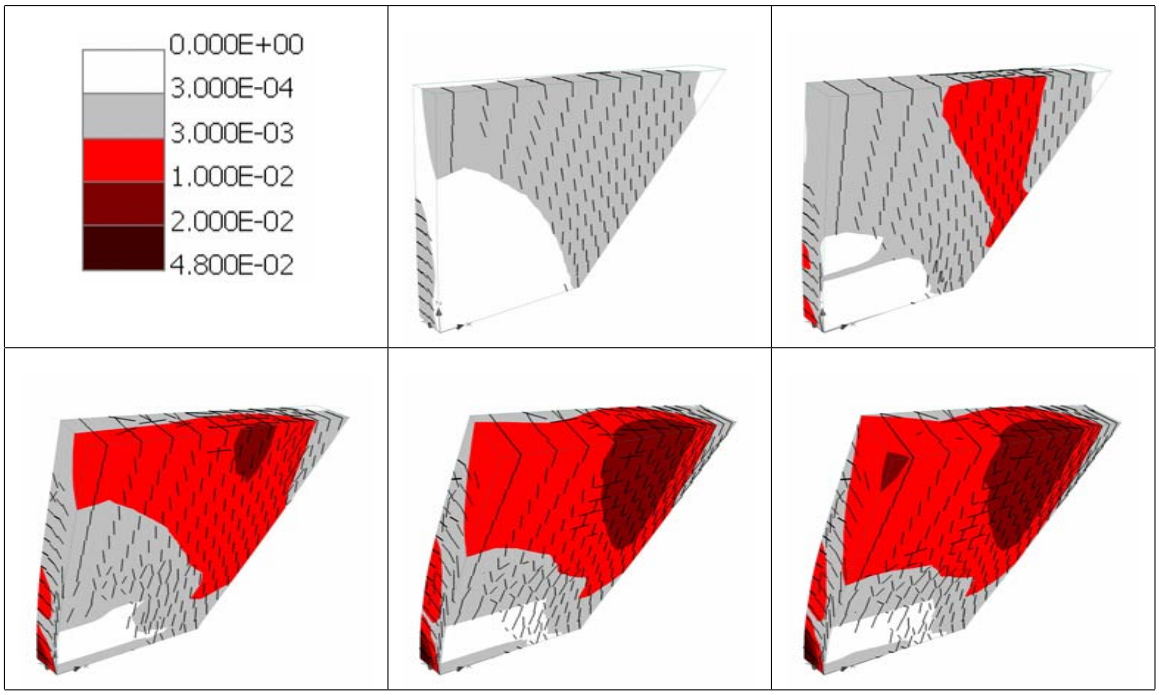


Abbildung 5.13: Rissentwicklung Plattensperre, luftseitig

6 Zusammenfassung

Abschließend werden hier die wichtigsten Erkenntnisse dieser Arbeit zusammengefasst.

6.1 Unterbewehrte Querschnitte

Der Hybridquerschnitt Wilbachsperre – an dem sich die Situation eines unterbewehrten Querschnitts am besten darstellt – läßt unterschiedliche Schlussfolgerungen zu.

Zunächst konnte nachgewiesen werden, dass Bewehrungsgrade die im Bereich der statisch erforderlichen Stahlquerschnittsfläche liegen – ein akzeptables Sicherheitsniveau erreichen. Das Modell $WBS\ A_{s,erf}$ beginnt erst bei etwa 200% der Bemessungslast den Fließbereich auszubilden. Um sich jedoch auf diese Aussage verlassen zu können, bedarf es nach Ansicht des Verfassers einer umfangreichen Praxiserfahrung und/oder zusätzlicher Untersuchungen wie beispielsweise einer Sicherheitsanalyse im Rahmen einer probabilistischen Berechnung.

Betrachtet man die eher geringen Einsparungspotenziale, die durch weniger Betonstahl zustande kommen, verzichtet man im Gegenzug auf sehr viel. Das Modell $WBS\ A_{s,min,ZTV}$ erreicht ein Lastniveau von 420% der Bemessungslast, das Eurocode-Modell $WBS\ A_{s,min,EC2}$ eines von 546%. Das Bruchverhalten ist genau jenes, dass im Stahlbetonbau verlangt wird: Viele kleine Risse verteilt über den gesamten Querschnitt. Im Gegensatz dazu stellt das rein statisch erforderlich bewehrte Modell nur mehr eine Starrkörperbewegung um den Versagensquerschnitt dar.

Das Referenzmodell Winkelstützmauer stellt einen hochbewehrten Querschnitt dar. Wie erwartet greifen die Mindestbewehrungskonzepte hier nicht mehr. Ein Einsparungspotential bei der Bewehrung ist kaum noch vorhanden, da man im Allgemeinen über der Mindestbewehrung des Eurocodes liegt. Dadurch werden auch die Unterschiede im erreichten Lastniveau geringer. Es wird deutlich, dass die Bemessungsvorschriften des Eurocodes für solche Querschnitte gut anzuwenden sind.

Beim unbewehrten Querschnitt Schwergewichtsmauer ist das Tragverhalten nur mehr vom Untergrund abhängig. Es entwickeln sich keine belastungsabhängigen Risse mehr. Im Rahmen von Traglastuntersuchungen – wie sie in dieser Arbeit vorgenommen wurden – können diese Querschnitte nur unzureichend behandelt werden. Um die Grenzen solcher Bauteile auszuloten, wäre eine Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit nötig. Insbesondere Zwangseinwirkungen wie Kriechen, Schwinden oder temperaturabhängige Spannungen sind für derart massige Betonbauteile interessant.

6.2 3D Simulation

Das eigentlich sehr einfache 3D Beispiel hat gezeigt, dass einem als Anwender – der das Programm ATENA 3D im Großen und Ganzen als Blackbox verwenden muß – schon bald Grenzen aufgezeigt werden. Es sind das die hohen Berechnungszeiten, die mit der Anzahl

der FE- Elemente einhergehen und somit ein sehr grobmaschiges FE- Netz erzwingen. Zusätzlich treibt die zwangsläufig diskrete Eingabe der Flächenbewehrung bei Biegeproblemen die Dauer der Berechnungen auch in die Höhe (eine verschmierte Eingabe wie sie bei Shellelementen möglich ist, wäre auch bei den allgemeinen Brick- oder Tetranetzen von Vorteil). Ein weiteres Problem stellt die Tatsache dar, dass es nicht möglich ist veränderliche Lasten – wie sie im Wasserbau zwangsläufig vorkommen – einzugeben.

Im Zusammenhang mit der Arbeit konnte die Tragwirkung einer Plattensperre (bzw. der Einfluss der Plattentragwirkung auf einen Hybridquerschnitt) einigermaßen gut abgebildet werden.

Die Untersuchung unterschiedlicher Bautypen mit dem nichtlinearen 3-dimensionalen Programm ATENA 3D sind nach Ansicht des Verfassers zur Zeit zwar theoretisch machbar, gestalten sich jedoch aufgrund der oben angesprochenen Probleme, fehlender (realer) Modellversuche zum Parameterabgleich und Unsicherheiten bei der Berechnung (siehe Abschnitt 5.3.5, Seite 88) schwierig.

A Excel Tabellen

A.1 Querschnittsoptimierung

SCHWERGEWICHTSMAUER

OPTIMIERUNGSKRITERIEN

σ_{VORH}	345	η_{VORH}	1,03	e/B_{VORH}	0,28
σ_{ZUL}	350	η_{ERF}	1,00	e/B_{ERF}	0,33

RISSMOMENT

M_{Sd1}	694	[kNm/m]
M_{R1}	3042	[kNm/m]

VARIABLE GEOMETRISCHE GRÖSSEN

b	**2,40**	[m]	Kronenbreite
n:1	**4**	[1]	Anzug
n:B	**1,20**	[m]	Sohlneigung

LASTEN

γ_{concr}	24,00	[kN/m³]	Betonwichte
m	40,00	[kN/m*m]	Murendruck
e_{a1}	5,42	[kN/m*m]	Erddruck oben
e_{a2}	24,93	[kN/m*m]	Erddruck unten
w_1	20,00	[kN/m*m]	Wasserdruck oben
w_2	80,00	[kN/m*m]	Wasserdruck unten
e_p	35,43	[kN/m*m]	Passiver Erddruck

KRÄFTEPLAN

BEZ	γ_S	V	H	s	M_1
M_{G1}	1,00	345,60		1,20	414,72
M_{G2}	1,00	108,00		2,90	313,20
M_{G3}	1,00	147,84		1,89	278,78
M_{Ea}	1,00		91,05	2,36	214,62
M_W	1,00		300,00	2,40	720,00
M_m	1,00		80,00	7,00	560,00
M_{Ep}	-0,67		-9,45	1,47	-13,86

RESULTIERENDE

M_1	2487,47	[kNm/m]
V	601,44	[kN/m]
H	461,60	[kN/m]
R	**758,16**	[kN/m]
α_R	52,49	[°]
a	3,28	[m]
A	4,14	[m]
B	4,40	[m]
α_S	15,26	[°]
α_{RS}	67,75	[°]
δ_s	22,25	[°]
V_S	**701,70**	[kN/m]
H_S	**287,09**	[kN/m]
A_S	3,54	[m]
B_S	4,56	[m]
C_S	1,02	[m]
A'	3,42	[m]
e	1,22	[m]
tan δ_s	0,4091	[1]
tan δ_d	0,4232	[1]

Tabelle A.1: Querschnittsoptimierung Schwergewichtsmauer, Excel

WILDBACHSPERRE

OPTIMIERUNGSKRITERIEN

σ_{VORH}	221	η_{VORH}	0,93	e/B_{VORH}	0,17
σ_{ZUL}	350	η_{ERF}	1,00	e/B_{ERF}	0,33

RISSMOMENT

M_{Sd1}	1069	[kNm/m]
M_{R1}	800	[kNm/m]

VARIABLE GEOMETRISCHE GRÖSSEN

b	**0,70**	[m]	Kronenbreite
A	**0,40**	[m]	Fundamentvorsprung
B	**2,00**	[m]	Mauerdicke unten
C	**4,60**	[m]	Schenkellänge
h_f	**1,60**	[m]	Fundamenthöhe
n:1	5	[1]	Anzug
B_F	7,00	[m]	Fundamentbreite

RESULTIERENDE

M_1	4770,77	[kNm/m]
V	**1013,44**	[kN/m]
H	**461,60**	[kN/m]
R	**1113,61**	[kN/m]
α_R	65,51	[°]
δ_s	24,49	[°]
a	4,28	[m]
A_S	4,71	[m]
C_S	2,29	[m]
e	1,21	[m]
tan δ_s	0,4555	[1]
tan δ_d	0,4232	[1]

LASTEN

γ_c	24,00	[kN/m³]	Betonwichte
m	40,00	[kN/m*m]	Murendruck
e_{a1}	5,42	[kN/m*m]	Erddruck oben
e_{a2}	24,93	[kN/m*m]	Erddruck unten
w_1	20,00	[kN/m*m]	Wasserdruck oben
w_2	80,00	[kN/m*m]	Wasserdruck unten
e_p	17,71	[kN/m*m]	Passiver Erddruck

KRÄFTEPLAN

BEZ	γ_S	V	H	s	M_1
M_{G1}	1,00	107,52		4,95	532,22
M_{G2}	1,00	99,84		5,73	572,42
M_{G3}	1,00	268,80		3,50	940,80
M_{GE}	1,00	242,88		2,30	558,62
M_{GW}	1,00	294,40		2,30	677,12
M_{Ea}	1,00		91,05	2,36	214,62
M_W	1,00		300,00	2,40	720,00
M_m	1,00		80,00	7,00	560,00
M_{Ep}	-0,67		-9,45	0,53	-5,04

Tabelle A.2: Querschnittsoptimierung Wildbachsperre, Excel

WINKELSTÜTZMAUER

OPTIMIERUNGSKRITERIEN

σ_{VORH}	274	η_{VORH}	0,95	e/B_{VORH}	0,22
σ_{ZUL}	350	η_{ERF}	1,00	e/B_{ERF}	0,33

RISSMOMENT

M_{Sd1}	1261	[kNm/m]
M_{R1}	338	[kNm/m]

VARIABLE GEOMETRISCHE GRÖSSEN

b	**0,60**	[m]	Kronenbreite
A	**0,00**	[m]	Fundamentvorsprung
B	**1,30**	[m]	Mauerdicke unten
C	**5,30**	[m]	Schenkellänge
h_f	1,30	[m]	Fundamenthöhe
n:1	10	[1]	Anzug
B_F	6,60	[m]	Fundamentbreite

RESULTIERENDE

M_1	4852,17	[kNm/m]
V	**1027,65**	[kN/m]
H	**457,62**	[kN/m]
R	**1124,93**	[kN/m]
α_R	66,00	[°]
δ_s	24,00	[°]
a	4,31	[m]
A_S	4,72	[m]
C_S	1,88	[m]
e	1,42	[m]
tan δ_s	0,4453	[1]
tan δ_d	0,4232	[1]

LASTEN

γ_c	25,00	[kN/m³]	Betonwichte
m	40,00	[kN/m*m]	Murendruck
e_{a1}	5,42	[kN/m*m]	Erddruck oben
e_{a2}	24,93	[kN/m*m]	Erddruck unten
w_1	20,00	[kN/m*m]	Wasserdruck oben
w_2	80,00	[kN/m*m]	Wasserdruck unten
e_p	31,00	[kN/m*m]	Passiver Erddruck

KRÄFTEPLAN

BEZ	γ_S	V	H	s	M_1
M_{G1}	1,00	100,50		5,60	562,80
M_{G2}	1,00	58,63		6,13	359,57
M_{G3}	1,00	214,50		3,30	707,85
M_{GE}	1,00	298,92		2,65	792,14
M_{GW}	1,00	355,10		2,65	941,02
M_{Ea}	1,00		91,05	2,36	214,62
M_W	1,00		300,00	2,40	720,00
M_m	1,00		80,00	7,00	560,00
M_{Ep}	-0,67		-13,43	0,43	-5,82

Tabelle A.3: Querschnittsoptimierung Winkelstützmauer, Excel

A.2 Statik

SCHWERGEWICHTSMAUER

SCHNITT 1 - Zusatzvariable

y	1,95	[m]	Schwerpunkt Bemessungsquerschnitt
y_1	1,20	[m]	Schwerpunkt G1
y_2	2,90	[m]	Schwerpunkt G2
e_{a3}	18,43	[kN/m*m]	Erddruck Fundamentfuge
w_3	60,00	[kN/m*m]	Wasserdruck Fundamentfuge
$f_{ctm0,05}$	1800	[kN/m²]	5% Fraktile der Betonzugfestigkeit
γ_c	1,50	[1]	Sicherheitsbeiwert Beton

KRÄFTEPLAN

BEZ	γ_S	N_{Sd}	V_{Sd}	s	M_{Sd}
M_{G1}	1,35	466,56		-0,75	-349,92
M_{G2}	1,35	145,80		0,95	138,51
M_{Ea}	1,35		64,39	1,64	105,36
M_W	1,50		240,00	1,67	400,00
M_m	1,00		80,00	5,00	400,00

M_{Sd1}	693,95	[kNm/m]
V_{Sd1}	384,39	[kN/m]
N_{Sd1}	612,36	[kN/m]
h_{Rd}	3,90	[m]

SCHNITT 2 - Zusatzvariable

y	1,70	[m]	Schwerpunkt Bemessungsquerschnitt
y_1	1,20	[m]	Schwerpunkt G1
y_2	2,73	[m]	Schwerpunkt G2
e_{a3}	11,92	[kN/m*m]	Erddruck Fundamentfuge
w_3	40,00	[kN/m*m]	Wasserdruck Fundamentfuge

KRÄFTEPLAN

BEZ	γ_S	N_{Sd}	V_{Sd}	s	M_{Sd}
M_{G1}	1,35	311,04		-0,50	-155,52
M_{G2}	1,35	64,80		1,03	66,96
M_{Ea}	1,35		23,41	0,88	20,49
M_W	1,50		90,00	0,89	80,00
M_m	1,00		80,00	3,00	240,00

M_{Sd2}	251,93	[kNm/m]
V_{Sd2}	193,41	[kN/m]
N_{Sd2}	375,84	[kN/m]
h_{Rd}	3,40	[m]

SCHNITT 3 - Zusatzvariable

y	1,45	[m]	Schwerpunkt Bemessungsquerschnitt
y_1	1,20	[m]	Schwerpunkt G1
y_2	2,57	[m]	Schwerpunkt G2

KRÄFTEPLAN

BEZ	γ_S	N_{Sd}	V_{Sd}	s	M_{Sd}
M_{G1}	1,35	155,52		-0,25	-38,88
M_{G2}	1,35	16,20		1,12	18,09
M_m	1,00		80,00	1,00	80,00

M_{Sd3}	59,21	[kNm/m]
V_{Sd3}	80,00	[kN/m]
N_{Sd3}	171,72	[kN/m]
h_{Rd}	2,90	[m]

Tabelle A.4: Schnittgrößenberechnung Schwergewichtsmauer, Excel

WILDBACHSPERRE

SCHNITT 1 - Zusatzvariable

h	6,40	[m]	Sperrenhöhe Schnitt 1
y	1,00	[m]	Schwerpunkt Bemessungsquerschnitt
y1	0,35	[m]	Schwerpunkt G1
y2	1,13	[m]	Schwerpunkt G2
e_{01}	8,53	[kN/m*m]	Erddruck oben
e_{02}	31,04	[kN/m*m]	Erddruck Fundamentfuge
w_3	64,00	[kN/m*m]	Wasserdruck Fundamentfuge
$f_{ctm0,05}$	1800	[kN/m²]	5% Fraktile der Betonzugfestigkeit
γ_c	1,50	[1]	Sicherheitsbeiwert Beton

KRÄFTEPLAN

BEZ	γ_S	N_{Sd}	V_{Sd}	s	M_{Sd}
M_{G1}	1,35	145,15		-0,65	-94,35
M_{G2}	1,35	134,78		0,13	17,97
M_{E0}	1,35		117,53	1,78	209,54
M_W	1,50		277,20	1,82	503,36
M_m	1,00		80,00	5,40	432,00

M_{Sd1}	1068,52	[kNm/m]
V_{Sd1}	474,73	[kN/m]
N_{Sd1}	279,94	[kN/m]
h_{Rd}	2,00	[m]

SCHNITT 2 - Zusatzvariable

h	4,00	[m]	Sperrenhöhe Schnitt 2
y	0,76	[m]	Schwerpunkt Bemessungsquerschnitt
y1	0,35	[m]	Schwerpunkt G1
y2	0,97	[m]	Schwerpunkt G2
e_{01}	8,53	[kN/m*m]	Erddruck oben
e_{02}	18,76	[kN/m*m]	Erddruck Fundamentfuge
w_3	40,00	[kN/m*m]	Wasserdruck Fundamentfuge

KRÄFTEPLAN

BEZ	γ_S	N_{Sd}	V_{Sd}	s	M_{Sd}
M_{G1}	1,35	90,72		-0,41	-36,86
M_{G2}	1,35	52,65		0,21	11,30
M_{E0}	1,35		36,85	0,88	32,24
M_W	1,50		90,00	0,89	80,00
M_m	1,00		80,00	3,00	240,00

M_{Sd2}	326,68	[kNm/m]
V_{Sd2}	206,85	[kN/m]
N_{Sd2}	143,37	[kN/m]
h_{Rd}	1,51	[m]

SCHNITT 3 - Zusatzvariable

h	2,00	[m]	Sperrenhöhe Schnitt 3
y	0,55	[m]	Schwerpunkt Bemessungsquerschnitt
y1	0,35	[m]	Schwerpunkt G1
y2	0,84	[m]	Schwerpunkt G2

KRÄFTEPLAN

BEZ	γ_S	N_{Sd}	V_{Sd}	s	M_{Sd}
M_{G1}	1,35	45,36		-0,20	-9,21
M_{G2}	1,35	13,16		0,28	3,72
M_m	1,00		80,00	1,00	80,00

M_{Sd3}	74,50	[kNm/m]
V_{Sd3}	80,00	[kN/m]
N_{Sd3}	58,52	[kN/m]
h_{Rd}	1,11	[m]

SCHNITT 4 - KRÄFTEPLAN

BEZ	γ_S	V_{Sd}	N_{Sd}	s	M_{Sd}
M_{G1}	1,35	145,15		0,35	50,80
M_{G2}	1,35	134,78		1,13	152,76
M_{G3}	1,35	124,42		1,20	149,30
M_{E0}	1,35		117,53	2,58	303,57
M_W	1,50		277,20	2,62	725,12
M_m	1,00		80,00	6,20	496,00

M_{Sd4}	1877,55	[kNm/m]
V_{Sd4}	404,35	[kN/m]
N_{Sd4}	474,73	[kN/m]
h_{Rd}	1,60	[m]

Tabelle A.5: Schnittgrößenberechnung Wildbachsperre, Excel

WINKELSTÜTZMAUER

SCHNITT 1 - Zusatzvariable

h	6,70	[m]	Sperrenhöhe Schnitt 1
y	0,65	[m]	Schwerpunkt Bemessungsquerschnitt
y1	0,30	[m]	Schwerpunkt G1
y2	0,83	[m]	Schwerpunkt G2
e_{01}	8,53	[kN/m*m]	Erddruck oben
e_{02}	32,58	[kN/m*m]	Erddruck Fundamentfuge
w_3	67,00	[kN/m*m]	Wasserdruck Fundamentfuge
$f_{ctm0,05}$	1800	[kN/m²]	5% Fraktile der Betonzugfestigkeit
γ_c	1,50	[1]	Sicherheitsbeiwert Beton

KRÄFTEPLAN

BEZ	γ_S	N_{Sd}	V_{Sd}	s	M_{Sd}
M_{G1}	1,35	135,68		-0,35	-47,49
M_{G2}	1,35	79,14		0,18	14,51
M_{E0}	1,35		130,42	1,89	246,72
M_W	1,50		306,68	1,93	590,91
M_m	1,00		80,00	5,70	456,00

M_{Sd1}	1260,65	[kNm/m]
V_{Sd1}	517,09	[kN/m]
N_{Sd1}	214,82	[kN/m]
h_{Rd}	1,30	[m]

SCHNITT 2 - Zusatzvariable

h	4,00	[m]	Sperrenhöhe Schnitt 2
y	0,51	[m]	Schwerpunkt Bemessungsquerschnitt
y1	0,30	[m]	Schwerpunkt G1
y2	0,74	[m]	Schwerpunkt G2
e_{01}	8,53	[kN/m*m]	Erddruck oben
e_{02}	18,76	[kN/m*m]	Erddruck Fundamentfuge
w_3	40,00	[kN/m*m]	Wasserdruck Fundamentfuge

KRÄFTEPLAN

BEZ	γ_S	N_{Sd}	V_{Sd}	s	M_{Sd}
M_{G1}	1,35	81,00		-0,21	-16,93
M_{G2}	1,35	28,21		0,23	6,50
M_{E0}	1,35		36,85	0,88	32,24
M_W	1,50		90,00	0,89	80,00
M_m	1,00		80,00	3,00	240,00

M_{Sd2}	341,81	[kNm/m]
V_{Sd2}	206,85	[kN/m]
N_{Sd2}	109,21	[kN/m]
h_{Rd}	1,02	[m]

SCHNITT 3 - Zusatzvariable

h	2,00	[m]	Sperrenhöhe Schnitt 3
y	0,40	[m]	Schwerpunkt Bemessungsquerschnitt
y1	0,30	[m]	Schwerpunkt G1
y2	0,67	[m]	Schwerpunkt G2

KRÄFTEPLAN

BEZ	γ_S	N_{Sd}	V_{Sd}	s	M_{Sd}
M_{G1}	1,35	40,50		-0,10	-4,23
M_{G2}	1,35	7,05		0,27	1,87
M_m	1,00		80,00	1,00	80,00

M_{Sd3}	77,64	[kNm/m]
V_{Sd3}	80,00	[kN/m]
N_{Sd3}	47,55	[kN/m]
h_{Rd}	0,81	[m]

SCHNITT 4 - KRÄFTEPLAN

BEZ	γ_S	V_{Sd}	N_{Sd}	s	M_{Sd}
M_{G1}	1,35	135,68		0,30	40,70
M_{G2}	1,35	79,14		0,83	65,95
M_{G3}	1,35	57,04		0,65	37,07
M_{E0}	1,35		130,42	2,54	331,49
M_W	1,50		306,68	2,58	790,25
M_m	1,00		80,00	6,35	508,00

M_{Sd4}	1773,47	[kNm/m]
V_{Sd4}	271,86	[kN/m]
N_{Sd4}	517,09	[kN/m]
h_{Rd}	1,30	[m]

Tabelle A.6: Schnittgrößenberechnung Winkelstützmauer, Excel

A.3 Querschnittsnachweise

	Modell		Winkelstützmauer				Wildbachsperre				Schwergewichtsmauer		
	Schnitt		*1*	*2*	*3*	*4*	*1*	*2*	*3*	*4*	*1*	*2*	*3*
1	Msd	[kN*m]	**1260,65**	**341,81**	**77,64**	**1773,47**	**1068,52**	**326,68**	**74,50**	**1877,55**	**693,95**	**251,93**	**59,21**
2	Nsd	[kN]	**-214,82**	**-109,21**	**-47,55**	**517,09**	**-279,94**	**-143,37**	**-58,52**	**474,73**	**-612,36**	**-375,84**	**-171,72**
3	b	[cm]	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
4	h	[cm]	**130**	**102**	**81**	**130**	**200**	**151**	**111**	**160**	**390**	**340**	**290**
5	fyd	[kN/cm²]	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48	43,48
6	$A_{s,erf1}$	[cm²]	22,94	7,14	1,67	51,11	8,92	2,91	0,59	44,66	0,00	0,00	0,00
7	Φ_1	[cm]	*2*	*2*	*2*	*2*	*2*	*2*	*2*	*2*	*2*	*2*	*2*
8	a_1	[cm]	*10*	*10*	*10*	*10*	*10*	*10*	*10*	*10*	*10*	*10*	*10*
9	$A_{s,gew1}$	[cm²]	31,42	31,42	31,42	31,42	31,42	31,42	31,42	31,42	31,42	31,42	31,42
10	$\Phi_{Bü}$	[cm]	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*
11	c	[cm]	*7*	*7*	*7*	*7*	*7*	*7*	*7*	*7*	*7*	*7*	*7*
12	d	[cm]	121,0	92,8	71,9	121,0	191,0	142,3	101,6	151,0	381,0	331,0	281,0
13	d1	[cm]	9,0	9,0	9,0	9,0	9,0	9,0	9,0	9,0	9,0	9,0	9,0
14	z_{s1}	[cm]	56	41,9	31,4	56,0	91	66,625	46,3125	71	186	161	136
15	fcd	[kN/cm²]	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67
16	$(x/d)_{lim}$	[1]	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
17	M_{Sds}	[kN*m]	1381	388	93	1484	1323	422	102	1540	1833	857	293
18	$M_{Sds,lim}$	[kN*m]	6141	3611	2168	6141	15300	8487	4331	9563	60881	45950	33117
19	μ_{Sd}	[1]	0,06	0,03	0,01	0,06	0,02	0,01	0,006	0,04	0,008	0,005	0,002
20	ω	[1]	*0,0625*	*0,0307*	*0,0101*	*0,0625*	*0,0204*	*0,0101*	*0,0101*	*0,0412*	*0,0000*	*0,0000*	*0,0000*
21	$A_{s,erf}$	[cm²]	24,05	8,41	1,69	40,88	8,50	2,21	2,59	34,77	0,00	0,00	0,00
22	Φ	[cm]	*2*	*1,6*	*1,6*	*2*	*1,6*	*1,6*	*1,6*	*2*	*0*	*0*	*0*
23	a	[cm]	*13*	*16*	*21*	*7,5*	*8*	*10*	*14,5*	*9*	*30*	*30*	*30*
24	$A_{s,gew}$	[cm²]	24,17	12,57	9,57	41,89	25,13	20,11	13,87	34,91	0,00	0,00	0,00
25	f_{ctm}	[kN/cm²]	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26
26	f_{yk}	[kN/cm²]	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
27	$A_{s,min,EC}$	[cm²]	16,14	12,38	9,59	16,14	25,48	18,97	13,55	20,14	50,82	44,15	37,48
28	$A_{s,min,ZTV}$	[cm²]	12,10	9,28	7,19	12,10	19,10	14,23	10,16	15,10	38,10	33,10	28,10
29	$A_{s,min,120\%}$	[cm²]	28,86	10,09	2,03	49,06	10,20	2,65	3,11	41,72	0,00	0,00	0,00

Tabelle A.7: Bemessung– Biegung mit Normalkraft, Excel

	Modell		Winkelstützmauer				Wildbachsperre				Schwergewichtsmauer		
	Schnitt		*1*	*2*	*3*	*4*	*1*	*2*	*3*	*4*	*1*	*2*	*3*
1	V_{Sd}	[kN]	**517,09**	**206,85**	**80,00**	**271,86**	**474,73**	**206,85**	**80,00**	**404,35**	**384,39**	**193,41**	**80,00**
2	f_{ck}	[N/mm²]	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
3	k	[1]	1,41	1,46	1,53	1,41	1,32	1,37	1,44	1,36	1,23	1,25	1,27
4	ρ_l	[1]	0,0020	0,0014	0,0013	0,0035	0,0013	0,0014	0,0014	0,0023	0,0000	0,0000	0,0000
5	σ_{cp}	[N/mm²]	0,17	0,11	0,06	0,00	0,14	0,09	0,05	0,00	0,16	0,11	0,06
6	C_{Rdc}	[1]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
7	v_{min}	[1]	0,29	0,31	0,33	0,29	0,27	0,28	0,30	0,28	0,24	0,24	0,25
8	k_1	[1]	0,15	1,15	2,15	3,15	1,15	3,15	4,15	2,15	6,15	7,15	8,15
9	$V_{Rd,c}$	[kN]	383	402	328	419	816	826	532	444	4588	3422	2057
10	$V_{Sd,s}$	[kN]	134	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	z	[cm]	108,9	83,5	64,7	108,9	171,9	128,0	91,5	135,9	342,9	297,9	252,9
12	θ	[°]	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
13	cot θ	[1]	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
14	$a_{SW,erf}$	[cm²/m]	2,83	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	Φ	[cm]	*0,8*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*
16	s	[cm]	*30*	*10*	*10*	*10*	*10*	*10*	*10*	*10*	*10*	*10*	*10*
17	Schn/m	[1]	*2*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*
18	$a_{SW,gew}$	[cm²/m]	3,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
19	$\rho_{w,min}$	[1]	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008
20	$a_{SW,min}$	[cm²/m]	2,31	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
21	v_1	[1]	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
22	$V_{Rd,max}$	[kN]	4901	3758	2912	4901	7736	5761	4116	6116	15431	13406	11381

Tabelle A.8: Bemessung– Querkraftnachweis, Excel

Abbildungsverzeichnis

2.1 Wildbacheinzugsgebiet . . . 11
2.2 Systematik der Verlagerungsarten . . . 12
2.3 Rutschung . . . 13
2.4 Talzuschub . . . 13
2.5 Schutzbauwerke gegen alpine Naturgefahren . . . 14
2.6 Maßnahmengruppen . . . 15
2.7 Querbauwerke der Wilbachverbauung . . . 16
2.8 Bauwerksverbände der Wildbachverbauung . . . 17
2.9 Konstruktionsarten . . . 18
2.10 Beispiele von Wildbachsperren . . . 19
2.11 Bauwerksteile von Wildbachsperren . . . 20
2.12 Erddruckansätze bei Winkelstützmauern . . . 24
2.13 Lastverteilungen von Murgängen . . . 25
2.14 Grenzfälle des Erddrucks . . . 26
2.15 EK A & B: frei stehend . . . 27
2.16 EK C & D: teilgefüllt . . . 27
2.17 EK E & F: verlandet . . . 28
2.18 EK G: verlandet & unterirdischer Abfluss, EK H: Murgang . . . 28
2.19 EK I & J: Murgänge . . . 29

3.1 Äußere Standsicherheit . . . 30
3.2 Tragverhalten Stahlbeton . . . 33
3.3 Fachwerkmodell . . . 34
3.4 Mindestbewehrungskonzept für massige Bauteile . . . 43
3.5 Vergleich der Mindestbewehrungen . . . 44
3.6 Spannungs-Dehnungs-Linien Beton . . . 45
3.7 Spannungs-Dehnungs-Linien, Betonstahl . . . 45

4.1 Methode . . . 48
4.2 Geometrie und Lasten für den Kräfteplan . . . 50
4.3 Schnittkraftermittlung Wildbachsperre . . . 53
4.4 Spannungs-Dehnungs-Linie & Versagensumhüllende Beton, ATENA . . . 56
4.5 Spannungs-Dehnungslinie Betonstahl . . . 57
4.6 Federkonstante Boden . . . 58
4.7 FE-Netz, Monitoring, Belastung . . . 59
4.8 Newton-Rapson vs. Arc-Length . . . 61
4.9 Belastungs-Verschiebungs-Diagramm, Modellvergleich . . . 62
4.10 Last-Verschiebung-WBS . . . 63
4.11 Last-Verschiebung-WSM . . . 63

4.12 Zusammenhang (x/d)-Belastung – WBS 65
4.13 Spannungen in Richtung y Wildbachsperre – $A_{s,erf}$ vs. $A_{s,minEC2}$ 67
4.14 Transformation der Spannungskomponenten 68
4.15 Hauptnormalspannungen Schwergewichtsmauer 68
4.16 Hauptnormalspannungen Wildbachsperre – $A_{s,erf}$ 69
4.17 Hauptnormalspannungen Wildbachsperre – $A_{s,min,EC2}$ 69
4.18 Hauptnormalspannungen Winkelstützmauer – $A_{s,min,EC2}$ vs. $A_{s,min,EC2}$ 70
4.19 Maximale Bodenpressung 70
4.20 Last-Rissbreitendiagramm, Modellvergleich 71
4.21 Rissbreiten-Kopfauslenkungs-Diagramm 72
4.22 Rissbreiten Wildbachsperre – $A_{s,erf}$ 72
4.23 Rissbreiten Wildbachsperre – $A_{s,minEC2}$ 73
4.24 Bewehrungsskizze 74
4.25 Massenvergleich Betonstahl 75
4.26 Material- Kostenabschätzung 75

5.1 Lastannahmen und Statisches System 76
5.2 SCIA – Strktur 78
5.3 Momente 80
5.4 Erforderliche Flächenbewehrung 81
5.5 Anschlußbewehrung 82
5.6 FE-Modelle: Meter 2D, Meter 3D, Sperre 83
5.7 Materialmodell Betonstahl 85
5.8 Convergence Kriterien nach jedem Lastschritt 87
5.9 Modellvergleich 3D vs. 2D 88
5.10 Normalspannung im Bewehrungsstahl: links wasserseitig, rechts luftseitig . . 89
5.11 Bemessungsniveau: Risse, Hauptnormalspannungen 90
5.12 Rissentwicklung Plattensperre, wasserseitig 91
5.13 Rissentwicklung Plattensperre, luftseitig 91

Tabellenverzeichnis

2.1 Klassifikation für Wildbachsperren 17
2.2 Funktions-Konstruktions-Matrix 18
2.3 Empfohlene Einwikungskombinationen 29

3.1 Zulässige Bodenpressung $\sigma_{zul,B}$ 32

4.1 Bewehrungsflächen 55
4.2 Modellvergleich anhand der Lastniveaus 63
4.3 Vergleich der Bewehrungsgrade anhand von Lastniveaus 64
4.4 Duktilitätsvergleich 64
4.5 Spannungen im Schnitt 1 66
4.6 Massenermittlung Betonstahl 74

5.1 Lastfälle und deren Kombinationen 79

A.1 Querschnittsoptimierung Schwergewichtsmauer, Excel 94
A.2 Querschnittsoptimierung Wildbachsperre, Excel 95
A.3 Querschnittsoptimierung Winkelstützmauer, Excel 96
A.4 Schnittgrößenberechnung Schwergewichtsmauer, Excel 97
A.5 Schnittgrößenberechnung Wildbachsperre, Excel 98
A.6 Schnittgrößenberechnung Winkelstützmauer, Excel 99
A.7 Bemessung– Biegung mit Normalkraft, Excel 100
A.8 Bemessung– Querkraftnachweis, Excel 100

Literaturverzeichnis

[1] Arbeitsgruppe Standardleistungsbeschreibung im Wasserbau (2004): *Zusätzliche Technische Vertragsbebingungen - Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbericht 215)*. Wien: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Eisenbahn, Wasserstrassen.

[2] DIN 1045-1 (2001): *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*.

[3] ÖNORM B 4435-2 (1999): *Erd- und Grundbau Flachgründungen, Eurocodenahe Berechnung der Tragfähigkeit*. A-1021: Österreichisches Normungsinstitut.

[4] ÖNORM B 4700 (2002): *: Stahlbetontragwerke, Eurocodenahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung*. A-1020 Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

[5] ÖNORM EN 1992-1-1 (2005): *: Eurocode 2 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*. 1020 Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

[6] ÖNORM B 1992-1-1 (2007): *Eurocode 2 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, nationale Festlegungen zu ÖN EN 1992-1-1*. 1020 Wien: Österreichisches Normungsinstitut.

[7] ONR 24800 (voraussichtlich Ende 2007): *Schutzbauwerke der Wildbachverbauung, Begriffsbestimmungen und Klassifizierungen*.

[8] Bergmeister, K. (2002): *Konstruktion, building engineering, Band 1 – Grundlagen, Vorlesung*, Auflage 6. 1190 Wien: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau BOKU.

[9] Bergmeister, K.; Suda, J.; Hübl, J.; Miklau, F.R. (2008): *Betonkalender Teil 1, Schutzbauwerke gegen Wildbachgefahren*. 10245 Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn.

[10] Brenner; Tinhof (2007): *Bemessungsbehelf zur Dimensionierung von Wildbachsperren (WLV Salzburg)*. 1190 Wien: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau BOKU.

[11] Cervenka, V.; Jendele, L.; Cervenka, J. (2006): *ATENA Program Documentation, Part 1, Theory*. 16200 Praha: Cervenka Consulting.

[12] Czerny, F. (1998): *Wildbachsperren aus Beton und Stahlbeton*. Sonderheft Zement Beton.

[13] Eidgenössisches Amt für Straßen- und Flussbau (1973): *Dimensionierung von Wildbachsperren aus Beton und Stahlbeton*. Bern: Eigenverlag.

[14] Eifert, H. (Juli 2006): *Massige Bauteile aus Beton*. Zement Merkblatt Betontechnik B11, 1–8.

[15] Hübl, J.; Kienholz, H.; Loipersberger, A. (2002): *DOMODIS, Docomentation of Mountain Disasters: State of the art in the European Mountain Areas*. Klagenfurt: Int. Forschungsgesellschaft Interpraevent.

[16] Institut für Geotechnik (2003): *Handbuch der Geotechnik- Auszug für die Lehrveranstaltung Erd- und Grundbau I*, Auflage 8. 1190 Wien: Institut für Geotechnik BOKU.

[17] Institut für Geotechnik (2004): *Handbuch der Geotechnik- Auszug für die Lehrveranstaltung Geotechnik Teil II*, Auflage 8. 1190 Wien: Institut für Geotechnik BOKU.

[18] Krautner, E. (1987): *Phänomenologie natürlicher Böschungen (Hänge) und ihrer Massenbewegungen. Grundbautaschenbuch, Teil 3*, Auflage 3. Berlin: Ernst & Sohn.

[19] Lichtenhahn, C. (1973): *Die Berechnung von Sperren in Beton und Eisenbeton*. Mitteilungen der Forstlichen Bundesversuchsanstalt Wien 102: 91–127.

[20] Mang, H.; Hofstetter, G. (2000): *Festigkeitslehre*. Wien: Springer-Verlag.

[21] Molin, G. (2003): *Studienbehelf zur Vorlesung Wildbachsperren*. 1190 Wien: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau BOKU.

[22] SCIA Group (2006): *ESA PT 2006 (version 7.0.201) Benutzerhandbuch*. CZ: Eigenverlag.

[23] Schneider, K. J. (2001): *Bautabellen für Ingenieure*, Auflage 14. 40044 Düsseldorf: Werner Verlag.

[24] Strauss, A. (2003): *Stochastische Modellierung und Zuverlässigkeit von Betonstrukturen*, Dissertation. 1190 Wien: Universität für Bodenkultur.

[25] Strauss,A.; Unterweger, A.; Suda, J.; Bergmeister, K. (Dezember 2005): *Mindestbewehrungskonzept für dickwandige Querschnitte*. Bautechnik 82: 878–888.

[26] Suda, J. (2005): *Konstruktion, building engineering, Übung*, Auflage 3. 1190 Wien: Institut für Konstruktiven Ingenieurbau BOKU.

[27] Weinmeister, H. W. (1994): *Studienunterlagen zur Vorlesung Wildbachkunde*. 1190 Wien: Institut für Alpine Naturgefahren BOKU.