



Kurzfassung der Diplomarbeit

## **Untersuchungen zum Versagen einer Stützwand**

eingereicht von:   Jörg Männer

Abgabe:   August 2012

Betreuer:   Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle

Dipl.-Ing. Erik Schwiteilo (ehem. Nacke)

## **Inhaltsverzeichnis**

<b>1 Einleitung .....</b>	<b>2</b>
<b>2 Bestandsaufnahme.....</b>	<b>2</b>
<b>3 Untersuchungen.....</b>	<b>4</b>
<b>4 Ermittlung der Einsturzursache .....</b>	<b>5</b>
<b>5 Sanierungsvorschläge.....</b>	<b>8</b>
<b>6 Zusammenfassung.....</b>	<b>10</b>

## **1 Einleitung**

Am Schloss Wespenstein in Gräfenthal, südlich der Stadt Saalfeld im Thüringer Wald, kam es im November 2010 zu einem Kollaps einer Stützmauer. Das Schloss wurde um 1250 an der einstigen Handels- und Heeresstraße Leipzig-Coburg-Nürnberg als Zollhaus erbaut. Im Jahr 1686 kam es zu einem verheerenden Großbrand im südlichen Teil des Schlosses, wodurch der Dachstuhl und die oberen Etagen einstürzten und die darunterliegenden verschütteten. Auf den Trümmerresten wurde ein Plateau geschaffen, der heutige Amtmanngarten und die unteren Schlossmauern dienten von nun an als Stützmauern.

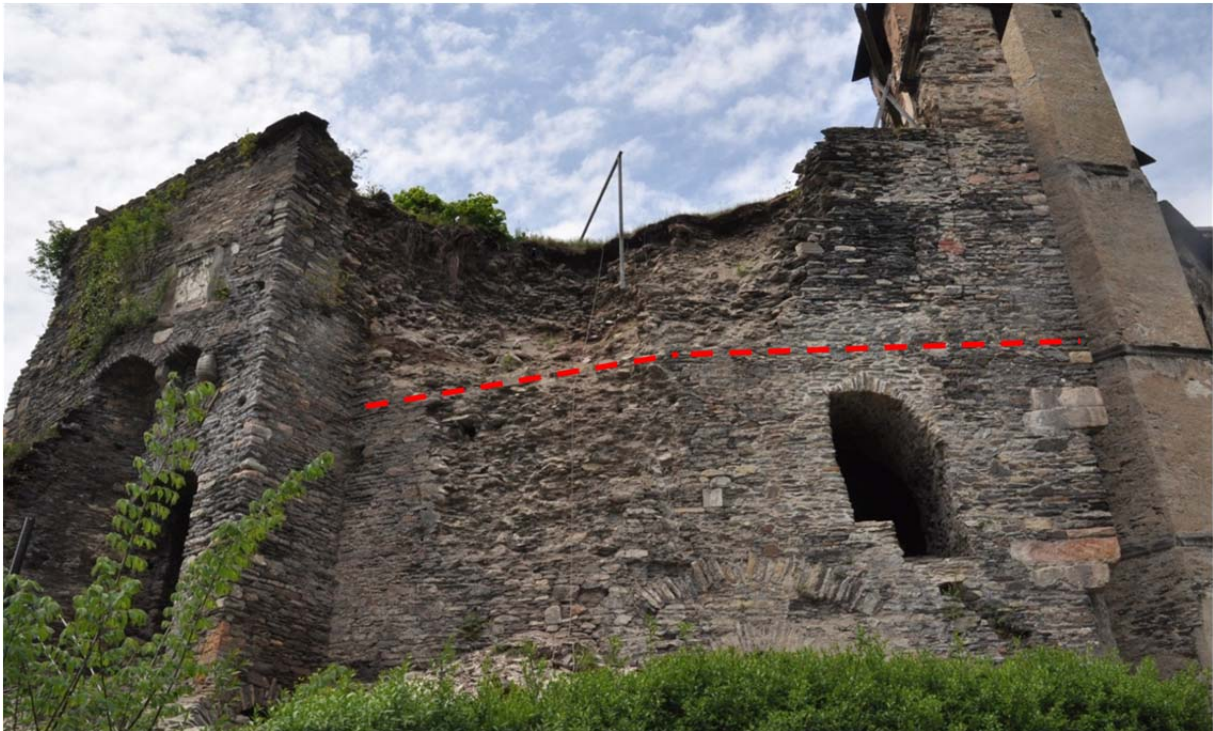
Um eine Untersuchung durchzuführen, wird in der Bestandsaufnahme der Schaden aufgenommen und dokumentiert. Zudem wird der Zustand der Mauer vor dem Einsturz ermittelt. In den Untersuchungen werden die für die Berechnungen notwendigen Parameter bestimmt. Mit Hilfe statischer und numerischer Berechnungen wird versucht die Einsturzursache zu ermitteln. Ziel der Untersuchung ist es, ein mögliches Versagensszenario zu entwickeln. Auf Grundlage der Untersuchungsergebnisse werden Sanierungskonzepte erarbeitet und eine Empfehlung für die Sanierung der Schlossmauer gegeben.

Die Arbeit liefert wichtige Erkenntnisse zu Versagensfällen bei Stützbauwerken. Oft werden deren Zustände augenscheinlich falsch eingeschätzt und Sicherungsmaßnahmen zu spät eingeleitet.

## **2 Bestandsaufnahme**

Die betreffende Schlossmauer befindet sich im südwestlichen Teil des Schlosses. Auf der Höhe der gestrichelten Linie (Abb. 2.1) befindet sich ein Mauerversatz von der unteren 2,10m zur oberen 0,75m dicken Mauer. In der rechten oberen Ecke kann man erkennen, dass die Mauer früher einmal dicker gewesen sein musste. Demnach war die Mauer bereits schon einmal im oberen Bereich eingestürzt und wurde, wie ein Jahresstein im Mauerwerk belegt, 1897 wieder aufgebaut, jedoch schlanker dimensioniert. Die Mauer wurde komplett auf Felsen gegründet. Hinter dem Loch in der Mauer befindet sich ein Kreuzgewölbe, welches in der ersten Geschossebene liegt. Dies ist der einzige noch erhaltene Raum hinter dieser Mauer. Rechts des Kreuzgewölbes befindet sich ein Treppenaufgang zur zweiten Ebene, die allerdings auch komplett verschüttet ist.

Eingestürzt ist lediglich die obere, schlankere Mauer. Die dadurch entstandene Böschung bzw. Abbruchfläche ist im oberen Bereich nahezu senkrecht. Hier erkennt man eine horizontale Ausrichtung der Schiefersteine und der Boden ist sehr locker. Unterhalb des frei stehenden Teils der Böschung ist diese um maximal 50° geneigt, ziemlich glatt und fest. An der unteren Mauer wurde die Maueroberfläche abgeschert.



**Abbildung 2.1: Ansicht Teileinsturz der Schlossmauer im Ruinenteil**

Vor dem Teileinsturz zeigte die Mauer große Risse, Frostaussprengungen und nicht mehr intakte Fugen (Abb. 2.2). Zudem wuchsen Pflanzen an der Mauer, welche an der feuchten Mauer gute Wachstumsbedingungen fanden. Von der Mauer lösten sich auch ganze Mauerscheiben ab (Abb. 2.4). Im Laufe der Zeit wurden viele Instandsetzungsmaßnahmen durchgeführt, wodurch auch Eisenbewehrungen und unterschiedliche Steine im Mauerverband zu finden sind. Direkt hinter der Mauer standen zwei 16m hohe Bäume, die etwa 1988 gefällt wurden, nachdem bereits größere Verformungen an der Mauer zu erkennen waren. Mit Hilfe der Abbildung 2.3, welche die Mauer von der Seite zeigt, konnte die Neigung der Mauer vor dem Einsturz abgeschätzt werden. Ab der Höhe des Mauerversatzes neigte sich diese um ca.  $9,5^\circ$  nach außen und ging im oberen Bereich wieder in die senkrechte Lage über.



**Abbildung 2.2: Schlossmauer vor dem Teileinsturz [Dr. Wehr] (links)  
Abbildung 2.3: Detailbild Abschätzung Neigungswinkel (rechts)**



**Abbildung 2.4: Abgelöste Scheiben an der Mauerwerksoberfläche**

### 3 Untersuchungen

Bei dem Boden handelt es sich augenscheinlich um das gleiche Material, aus dem auch die Schlossmauer besteht, da die Mauern mit dem Schuttmaterial aus den eingestürzten Schlossteilen hinterfüllt wurden. Somit besteht der Boden aus Schiefersteinen, die in ihrer Größe bis zu den verwendeten Mauersteinen reichen. Durch den Abbruch, die Erosion, die Verwitterung und die mechanischen Beanspruchungen der Schiefersteine sind im Boden auch kleinere Schieferkörner in größerer Menge vorhanden. Die Schieferkörner sowie die Schiefersteine sind plattig und sehr scharfkantig. Neben dem Schiefer sind auch Mörtelreste in Form von unregelmäßigen Klumpen in verschiedenen Größen vorhanden. Mitunter kamen Ziegelreste und Glassplitter zum Vorschein.

Die Lagerungsdichte des Bodens konnte aus Rammsondierungen abgeschätzt werden. Diese liegt im Mittel bei  $D=0,03$  und entspricht damit einer sehr lockeren Lagerung.

Im Labor konnten folgende Parameter für die Berechnungen ermittelt werden:

Versuche	Parameter
Korndichtebestimmung Boden	$\rho_s = 2,72\text{g/cm}^3$
Bestimmung der Wichte des Bodens	$\gamma = 11,62\text{kN/m}^3$ $\gamma' = 6,28\text{kN/m}^3$
Großrahmenscherversuche	min $\varphi' = 44,7^\circ$ max $\varphi' = 69,9^\circ$ min $c' = 0$ max $c' = 60,7\text{kN/m}^2$
Reibung zwischen den Mauersteinen	$\delta_s = 40^\circ$
Abschätzung der Mauerwichte	$\gamma_M = 22\text{kN/m}^3$

**Tabelle 3.1: Boden- und Mauerparameter für Berechnung**

Bei der ermittelten Kohäsion des Bodens handelt es sich um die Steifigkeit der Schiefersteine, wodurch der Boden, ähnlich einem Trockenmauerwerk, über eine gewisse Höhe frei stehen kann.

Herr Prof. Dr. H. Siedel der Professur für Angewandte Geologie am Institut für Geotechnik der TU Dresden konnte mit einer Kombination aus Thermischer Analyse (DTA/TG) und Röntgenphasenanalyse (XRD) die Mörtelzusammensetzung analysieren. Anhand der Zusammensetzung war es möglich, durch einen Vergleich mit heutigen Mörteln, eine Mörteldruckfestigkeit von  $\beta_D = 1,03\text{N/mm}^2$  abzuschätzen.

## 4 Ermittlung der Einsturzursache

Für die Berechnung wurde der maßgebende Schnitt im mittleren Bereich des Teileinsturzes gewählt, da hier die größten Verformungen auftraten. Die geodätisch vermessene Böschung wurde mit berücksichtigt, indem über die Höhe der freien Standhöhe des Bodens dieser durch eine Auflast ersetzt wurde. Damit übt der Boden in dem Bereich (Abb. 4.1) keine horizontalen Spannungen auf die Mauer aus. Zunächst wurde mit der geringsten Scherfestigkeit gerechnet. Wie man im Diagramm 4.1 sieht, liegt die Resultierende im Mauerversatz, bei der Mauerneigung kurz vor dem Versagen, außerhalb des äußeren Randes. Damit hätte ein Versagen der Mauer bereits viel früher eintreten müssen.

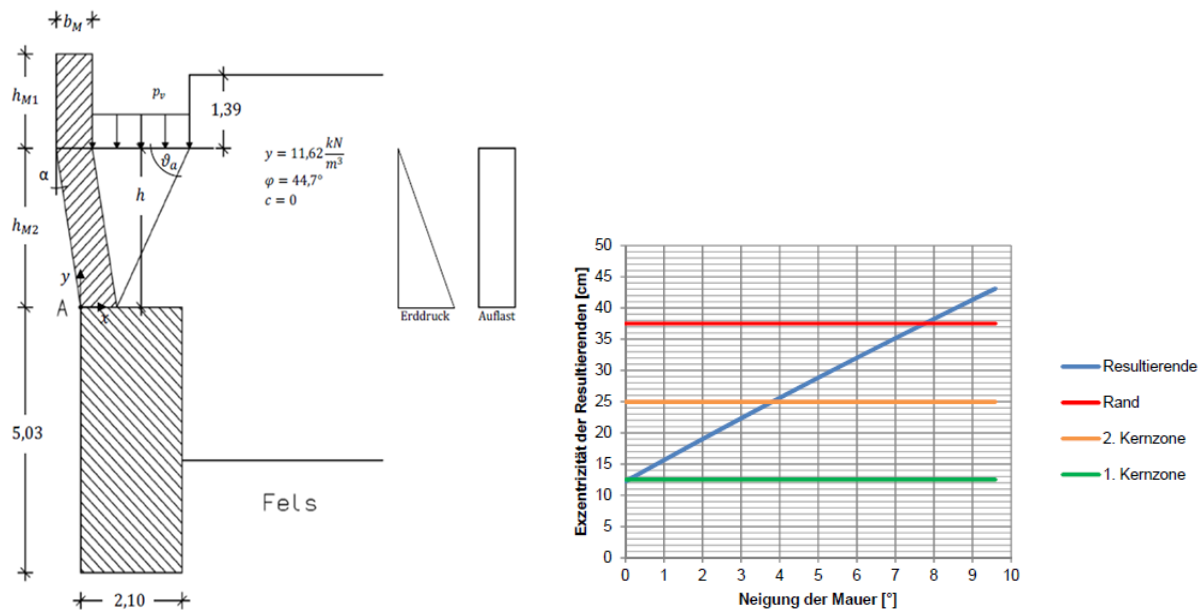


Abbildung 4.1: Statisches System (links)

Diagramm 4.1: Lage der Resultierenden im Mauerversatz in Abh. der Mauerneigung (rechts)

Da das Ergebnis nicht realistisch ist, wurde die Scherfestigkeit noch über den Reibungswinkel angepasst. Die Kohäsion des Bodens wurde durch die freie Standhöhe bereits berücksichtigt. Wie man im Diagramm 4.2 sieht, kann die Resultierende zwar in die äußere Kernzone verschoben werden, allerdings nicht bis in die zweite Kernzone, wodurch keine Standsicherheit erreicht wird. Auch die zulässige maximale Mauerdruckspannung wird bei allen Reibungswinkeln überschritten, da der Sohldrucknachweis im Mauerversatz nicht erfüllt wird. Damit konnte es zu einem Kipp- oder Mauerdruckversagen kommen.

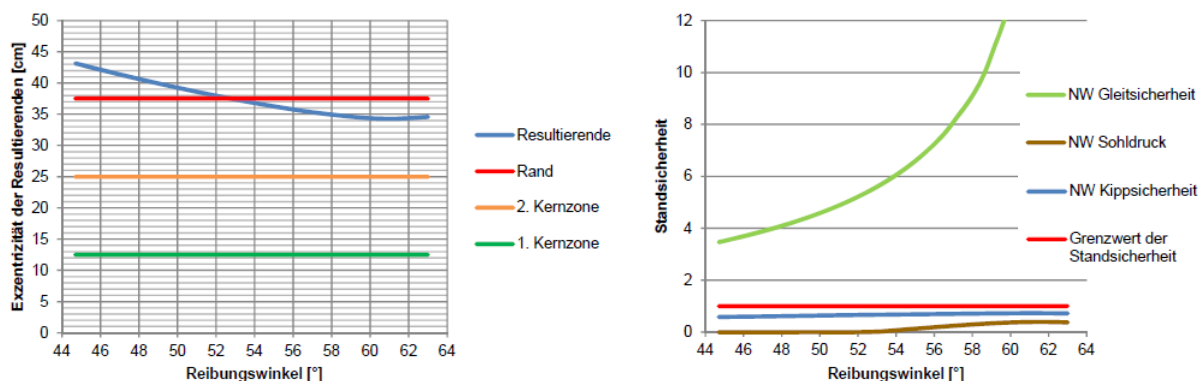
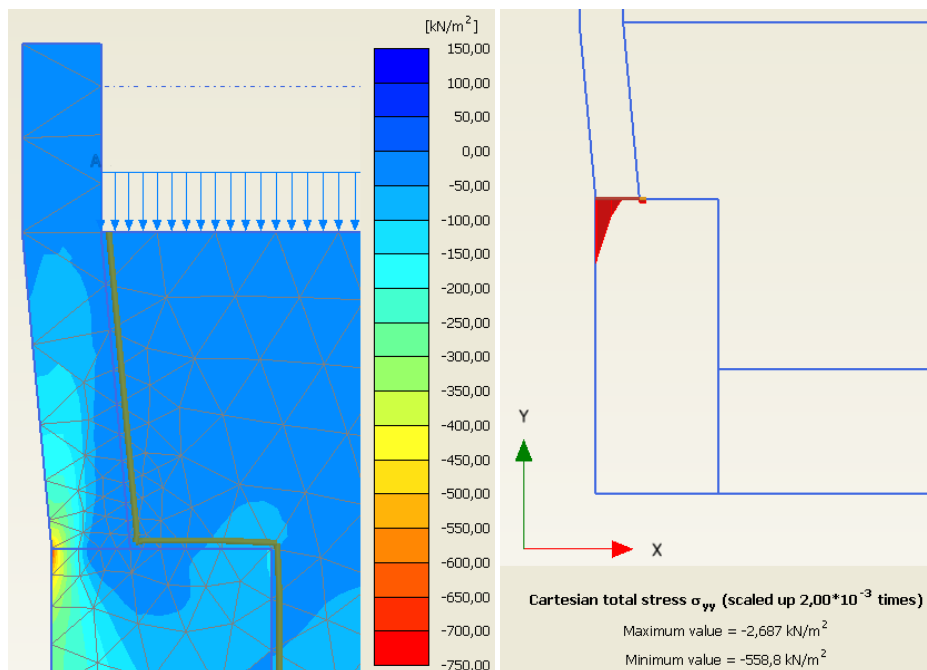


Diagramm 4.2: Anpassung des Reibungswinkels

Um herauszufinden, wie es überhaupt zu den großen Verformungen kommen konnte, welche am Ende zu einem Einsturz geführt haben, wird als nächstes der Ausgangszustand der Mauer von 1897 untersucht. Für den Reibungswinkel wurden  $53^\circ$  gewählt. Bei Ansatz des Erddruckes über die gesamte Mauerhöhe und einer Auflast aus den Nutzlasten erfüllt die Mauer die Standsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit. Da hinter der Mauer keine Drainageleitungen vorhanden sind, konnte sich Wasser hinter der Mauer ansammeln. Staut sich das Wasser von unten her an, wird die Gebrauchstauglichkeit erst nach einer Wasserhöhe von über 2m ab Mauerversatz überschritten. Es ist allerdings nicht zu erwarten, dass sich das Wasser so hoch anstaut, da es z.B. über Klüfte im Felsen versickern kann. Staut sich das Wasser im oberen Bereich an, z.B. bei einem Starkregen, ist die Gebrauchstauglichkeit bereits nach sehr kleinen Wasseranstautiefen nicht mehr erfüllt. Allerdings ist der Boden sehr durchlässig, wodurch sich kaum Wasser anstauen kann und wenn dann nur sehr kurzzeitig. Daher kann der Wasserdruck nicht allein als Ursache für die großen Verformungen verantwortlich gewesen sein. Bedenkt man, dass hinter der Mauer große Bäume standen, könnten diese mit ihren Wurzeln hohe Druckspannungen auf die Mauer ausgeübt und damit die Mauer verformt haben.

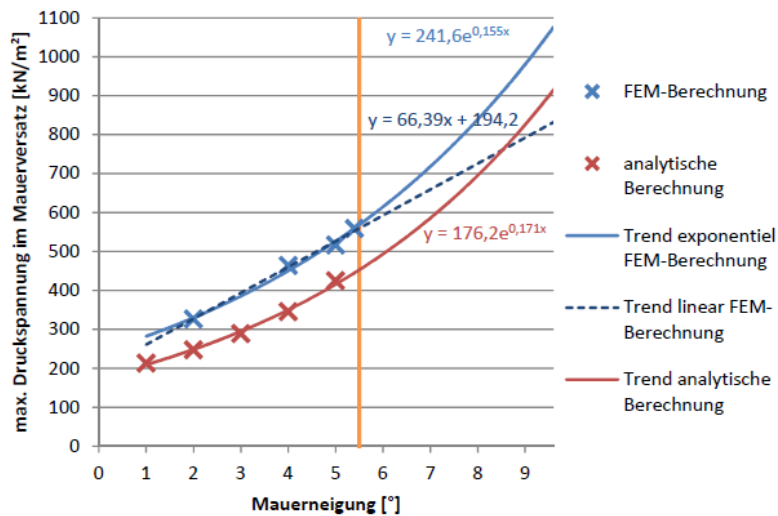
Mit Hilfe der FEM-Berechnung wurde versucht die Druckspannungen im Mauerversatz genauer zu bestimmen, um ein eventuelles Mauerdruckversagen zu untersuchen. Für die Mauer und den Boden wurde das Mohr-Coulomb-Modell verwendet. Die Mauerneigung wurde für die Berechnung jeweils vorgegeben. Das Programm versuchte nun einen Gleichgewichtszustand herzustellen. Dies war maximal für eine Mauerneigung von  $5,4^\circ$  möglich (Abb. 4.2, 4.3).



**Abbildung 4.2: Detailbild Vertikalspannungen am Mauerversatz bei  $5,4^\circ$  Mauerneigung (links)**  
**Abbildung 4.3: Spannungsverteilung im Mauerversatz bei  $5,4^\circ$  Mauerneigung (rechts)**

Bei größeren Neigungen konnte kein Gleichgewichtszustand hergestellt werden und das System kollabierte. Da bei dieser Mauerneigung die maximal aufnehmbare Druckspannung des Mauerwerkes noch nicht überschritten wurde und die Druckspannung bei der Mauerneigung kurz vor dem Versagen von Interesse ist, wurden die Druckspannungen

abgeschätzt. Dazu wurden bei kleineren Mauerneigungen die Druckspannungen ermittelt und im nachfolgenden Diagramm 4.3 (blaue Punkte) eingetragen.



**Diagramm 4.3: Maximale Druckspannung im Mauerversatz in Abhängigkeit der Mauerneigung**

Bei Annahme eines geradlinigen Anstieges der Druckspannungen mit der Mauerneigung, würde diese bei der Mauerneigung kurz vor dem Versagen bei etwa 820kN/m<sup>2</sup> liegen, womit die maximal aufnehmbare Druckspannung von 700kN/m<sup>2</sup> überschritten würde.

Um einen Vergleich mit den analytisch berechneten Sohldrücken durchführen zu können, sind diese rot im Diagramm 4.3 mit abgebildet. Bei einer Mauerneigung größer 5,5° (orange Linie) liegt die Resultierende außerhalb der zweiten Kernzone, womit die analytische Berechnung zu hohe Spannungen liefern kann, da am Rand vom äußeren Kern die Spannung rechnerisch unendlich groß ausfällt. Deshalb wurden nur die Spannungen bis zur zweiten Kernzone im Diagramm mit eingetragen. Dass die mit der FEM-Berechnung maximal mögliche, abbildbare Mauerneigung mit 5,4° ausgerechnet bei der gleichen Neigung liegt, wie bei der analytischen Berechnung die Resultierende die zweite Kernzone überschreitet, könnte Zufall sein. Allerdings kann in der FEM-Berechnung, bei einem Neigungswinkel größer 5,4°, kein Gleichgewichtszustand mehr hergestellt werden, wodurch es immer zu einem Kollabieren des Systems kommt. Da das FEM-Programm mit einer unendlich langen Zeit rechnet, zeigt dies aber deutlich, dass sich bei diesem Zustand die Mauer, bei gleich bleibender Einwirkung, immer weiter verformt, bis sie schließlich kollabiert. Das heißt, dass ab dieser Neigung bei beiden Berechnungen ein Versagen eintreten wird. Mit der FEM-Berechnung ist kein Gleichgewichtszustand mehr gegeben und das System kollabiert. Mit der analytischen Berechnung ist keine Standsicherheit mehr gegeben und das System kann ebenfalls versagen.

Wie man im Diagramm 4.3 auch gut erkennt, liegen die maximalen Druckspannungen aus der analytischen Berechnung um gut 100kN/m<sup>2</sup> unter denen aus der FEM-Berechnung. Allerdings sind die Spannungen aus der FEM-Berechnung auch stark vom E-Modul der Mauer abhängig. Die analytische Berechnung zeigt deutlich eine exponentielle Zunahme der Spannung mit der Mauerneigung. Dabei würde die maximal zulässige Druckspannung bei etwa 8° Mauerneigung überschritten werden und bei dem Neigungswinkel von 9,6°, den die Mauer kurz vor dem Versagen aufwies, eine Druckspannung von etwa 910kN/m<sup>2</sup> auftreten.



Nimmt man nun für die mit Hilfe der FEM-Berechnung ermittelten Druckspannungen ebenfalls eine exponentielle Spannungszunahme an, wird der zulässige Wert bei etwa  $7^\circ$  überschritten und erreicht vor dem Versagen der Mauer eine Druckspannung von etwa  $1070\text{kN/m}^2$ .

In allen Fällen wird die zulässige Druckspannung des Mauerwerkes deutlich überschritten, wodurch ein Mauerdruckversagen gut denkbar ist.

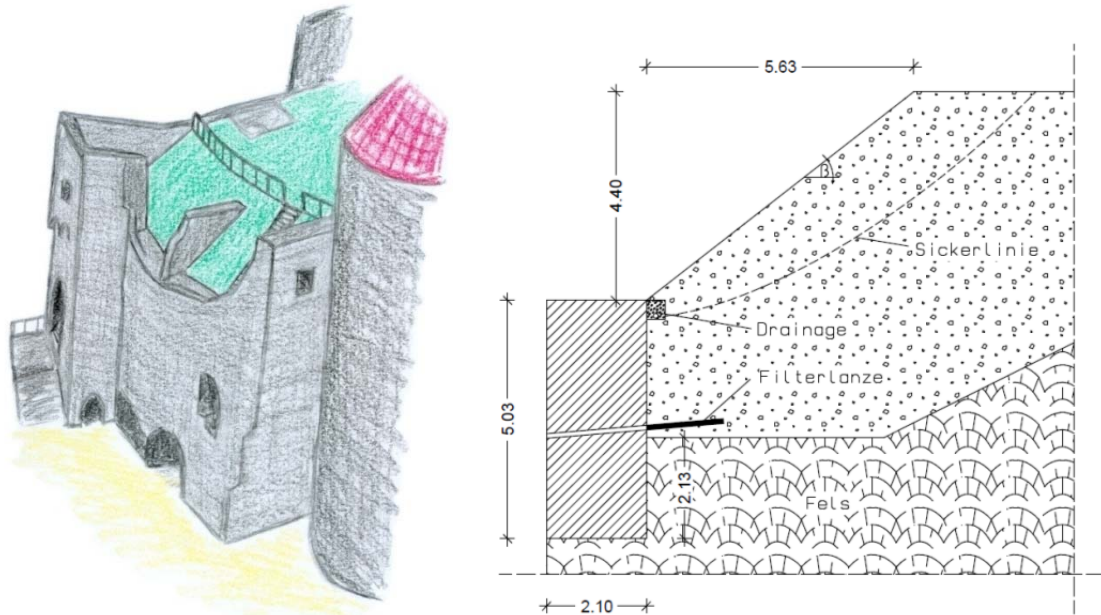
### **Mögliches Versagenszenario:**

Nach der Wiedererrichtung der oberen Mauer im Jahr 1897 war die Mauer standsicher und die Gebrauchstauglichkeit war erfüllt. Allerdings wuchsen direkt hinter der Mauer zwei große Bäume heran, die mit zunehmendem Alter einen immer größeren Wurzeldruck auf die Mauer ausübten und diese verformten. Da hinter der Mauer keine Drainageleitungen vorhanden waren, konnte sich Wasser ansammeln, wodurch zusätzlich ein Wasserdruck auf die Mauer ausgeübt wurde. Nach einer gewissen Verformung der Mauer öffneten sich Spaltrisse im Boden, über deren Höhe keine horizontale Druckspannung auf die Mauer ausgeübt wird. Dies begünstigte zunächst die Standsicherheit der Mauer. Doch durch die weitere Belastung durch Wurzeldruck und Wasserdruck kam es weiter zu Verformungen. Ab einer Mauerneigung von  $2^\circ$  war die Gebrauchstauglichkeit auch ohne einem Wurzeldruck oder Wasserdruck dauerhaft nicht mehr gegeben. Die Bäume wurden zwar etwa 1988 gefällt, doch die Mauerneigung war bereits wesentlich größer als  $2^\circ$ , womit Verformungen eintreten konnten und zu einer kontinuierlichen Abnahme der Standsicherheit führten. Ab einer Mauerneigung von  $5,5^\circ$  war dann die Standsicherheit durch eine fehlende Kippsicherheit nicht mehr gegeben. Nach der FEM-Berechnung konnte auch kein Gleichgewicht mehr hergestellt werden, womit ein Versagen eintreten musste. Die zulässige Druckfestigkeit des Mauerwerkes wurde spätestens bei einer Mauerneigung von  $8^\circ$  überschritten, womit es nun auch zu einem Mauerdruckversagen kommen konnte. Im November 2010 kam es bei einer Mauerneigung von  $9,6^\circ$  zu dem Einsturz der oberen Mauer. Durch die abgesicherte untere Maueroberfläche und der Mauerkronenabdeckung im mittleren Bereich des Geröllhaufens, sprechen die Schadensbilder eher für ein Mauerdruckversagen, als für ein Kippversagen.

## **5 Sanierungsvorschläge**

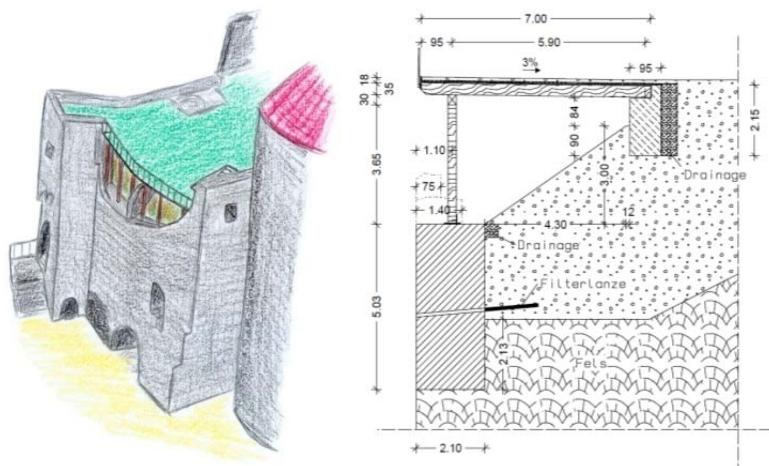
Für die Sanierung des Schadens wurden drei Konzepte erarbeitet. Bei allen Sanierungskonzepten ist nicht vorgesehen, dass der Ausgangszustand von 1897 mit einer Hinterfüllung der Mauer wieder hergestellt wird. Das hat verschiedene Gründe. Einer wäre, dass dieser Ausgangszustand nur ein Resultat aus dem Großbrand im Schloss war, und die Mauer nicht dafür gedacht war, als Stützmauer für Schuttmaterial zu dienen. Ein weiterer Grund ist, dass die untere Schlossmauer durch die Schäden aus dem Teileinsturz und der stark verwitterten Oberfläche ungenügend Halt bietet, um eine Stützmauer darüber zu errichten. Alte Schadensbilder zeigen, dass auch durch Ausbesserungen der Maueroberfläche mit Eisenbewehrungen, aufgrund der hohen Druckbelastungen durch die Stützmauer und der Verwitterungseinflüsse, kein dauerhafter Verbund sichergestellt werden konnte.

Die erste Sanierungsvariante sieht eine freie Böschung ab Höhe des Mauerversatzes mit einem Böschungswinkel von  $38^\circ$  vor (Abb. 5.1). Die Böschung soll bis über den Aufgang gezogen werden, um die dortigen Schlossmauern zu entlasten, da diese auch schon größere Verformungen zeigen. Bei der Abböschung wird auch die Treppe zum Kreuzgewölbe mit freigelegt. Hier kann ein Zugang wieder hergestellt werden. Die Schlossmauer und auch die freigelegten Mauerteile sind wieder instand zu setzen. Hinter der Mauer wird eine Drainageleitung angelegt, damit Sickerwasser nicht die Böschung ausspült. Am unteren Bereich der Mauer sind Filterlanzen anzuordnen, wodurch sich weniger Wasser hinter der Mauer anstauen kann.



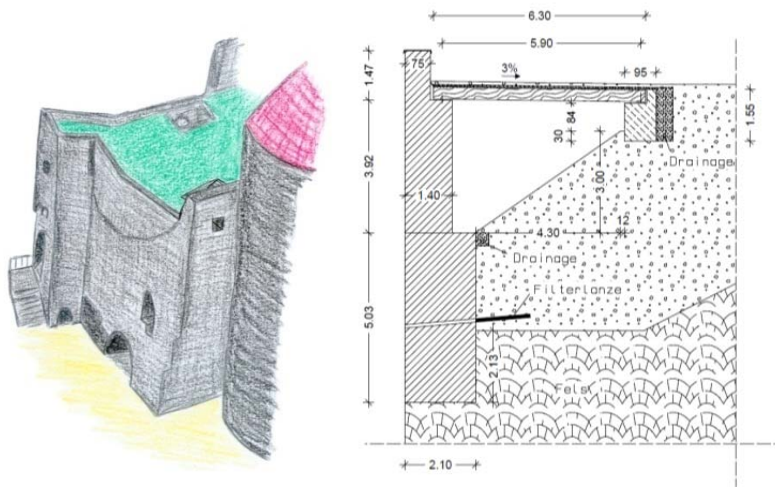
**Abbildung 5.1: Skizze Sanierungsvariante 1 mit Schnitt**

Die weiteren Sanierungsvarianten sehen eine Überdachung der Böschung vor, wodurch das Plateau im Amtmanngarten wieder seine ursprüngliche Größe erhält. Bei der zweiten Variante wird die Böschung durch eine Stützenkonstruktion aus Holz überdacht und ist nach vorne hin offen.



**Abbildung 5.2: Skizze Sanierungsvariante 2 mit Schnitt**

Mit der dritten Variante wird das äußere Erscheinungsbild vor dem Teileinsturz wieder hergestellt, indem die obere Mauer als Auflager für die Überdachung neu errichtet wird.



**Abbildung 5.3: Skizze Sanierungsvariante 3 mit Schnitt**

Für die Sanierung der Schlossmauer wird die erste Variante empfohlen, da diese Sanierungsvariante der Erhaltung und Bewahrung einer Ruine am meisten gerecht wird. Damit wird der Originalzustand bewahrt und gibt dem Besucher Einblicke in die Geschichte des Schlosses. Zudem kann auf einfache Weise und ohne hohen Kostenaufwand eine gute Erhaltungsmaßnahme durchgeführt werden, welche den Erwartungen und Nutzungen einer Ruine vollkommen gerecht wird.

## 6 Zusammenfassung

Als Ursache für das Versagen der Mauer können die Bäume genannt werden, welche bis etwa 1988 direkt hinter der Mauer standen. Zudem konnte sich durch die fehlende Drainage Wasser hinter der Mauer ansammeln und einen Wasserdruck auf die Mauer ausüben. Dadurch konnten Verformungen auftreten, welche über Jahrzehnte hinweg zu einem Versagen der Mauer geführt haben. Eingestürzt ist die Mauer höchstwahrscheinlich durch ein Mauerdruckversagen, da die Schadensbilder dafür sprechen. Für die Sanierung des Schadens wird das Anlegen einer freien Böschung empfohlen.