



Mit Beteiligung der Europäischen Union aus dem Haushalt der Transeuropäischen Verkehrsnetze finanziertes Vorhaben

Opera finanziata con la partecipazione dell'Unione Europea attraverso il bilancio delle reti di trasporto transeuropee



Ausbau Eisenbahnachse München-Verona  
**BRENNER BASISTUNNEL**  
Ausführungsplanung

Potenziamento asse ferroviario Monaco-Verona  
**GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO**  
Progettazione esecutiva

<b>D0700: Baulos Mauls 2-3</b>		<b>D0700: Lotto Mules 2-3</b>	
<b>Projekteinheit</b> Gesamtbauwerke		<b>WBS</b> Opere generali	
<b>Dokumentenart</b> Statische Berechnung		<b>Tipo Documento</b> Calcolo statico	
<b>Titel</b> Berechnungsbericht Sammelbecken		<b>Titolo</b> Relazione di calcolo vasca di accumulo	
 <b>RTI 4P</b> <i>Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P</i> <small>via Pio Ilir S.r.l., Via G.B. Sammartini 5, 20125 Milano, Tel.: +39 0287767911, Fax: +39 0287152612</small>		<i>Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche</i> Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470	
<i>Mandataria</i>  <b>PRO ITER</b> <small>Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.</small>	<i>Mandante</i>  <b>PÖYRY</b>	<i>Mandante</i>  <b>pini swiss engineers</b>	<i>Mandante</i>  <b>PASQUALI-RAUSA</b> <small>ENGINEERING S.r.l./G.m.b.H.</small>
<i>Fachplaner / il progettista specialista</i> Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470		<i>Fachplaner / il progettista specialista</i>	
	<i>Datum / Data</i>	<i>Name / Nome</i>	<i>Gesellschaft / Società</i>
	Bearbeitet / Elaborato	30.01.2015	Coppola
	Geprüft / Verificato	30.01.2015	Rivoltini
 <b>BBT</b> <i>Galleria di Base del Brennero Brenner Basistunnel BBT SE</i>		<i>Name / Nome</i> R. Zurlo	<i>Name / Nome</i> K. Bergmeister
Projekt-kilometer / Chilometro progetto	von / da 32.0+88 bis / a 54.0+15 bei / al	Projekt-kilometer / Chilometro opera	von / da bis / a bei / al
	<i>Status Dokument / Stato documento</i>		<i>Massstab / Scala</i>
<i>Staat</i>	<i>Los</i>	<i>Einheit</i>	<i>Nummer</i>
<i>Stato</i>	<i>Lotto</i>	<i>Unità</i>	<i>Numero</i>
02	H61	WB	993
			<i>Dokumentenart</i>
			<i>Tipo Documento</i>
			KST
			<i>Vertrag</i>
			<i>Contratto</i>
			D0700
			<i>Nummer</i>
			<i>Codice</i>
			16403
			<i>Revision</i>
			<i>Revisione</i>
			21

## Bearbeitungsstand Stato di elaborazione

Revision Revisione	Änderungen / Modifiche	Verantwortlicher Änderung Responsabile modifica	Datum Data
21	Abgabe für Ausschreibung / Emissione per Appalto	Rivoltini	30.01.2015
20	Überarbeitung infolge Dienstanweisung Nr. 1 vom 17.10.2014 / Revisione a seguito ODS n°1 del 17.10.14	Rivoltini	04.12.2014
11	Projektvervollständigung und Umsetzung der Verbesserungen aus dem Prüfverfahren Completamento progetto e recepimento istruttoria	Rivoltini	09.10.2014
10	Endabgabe Consegna definitiva	Rivoltini	31.07.2014
00	Consegna preliminare	Rivoltini	19.05.2014

<b>1</b>	<b>EINFÜHRUNG</b>	
<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b> .....	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>MATERIALIEN</b>	
<b>2</b>	<b>MATERIALI</b> .....	<b>7</b>
2.1	ORTBETON	
2.1	CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA.....	7
2.2	PREDALLES-PLATTEN-BETON	
2.2	CALCESTRUZZO PER PREDALLES .....	7
2.3	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.3	ACCIAIO DA ARMATURA.....	7
<b>3</b>	<b>GEOTECHNISCHES MODELL</b>	
<b>3</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO</b> .....	<b>9</b>
3.1	GEOTECHNISCHE PARAMETER	
3.1	PARAMETRI GEOTECNICI .....	9
3.2	SEISMISCHE PARAMETER	
3.2	PARAMETRI SISMICI .....	9
<b>4</b>	<b>ANALYSE DES BECKENQUERSCHNITTS</b>	
<b>4</b>	<b>ANALISI SEZIONE TRASVERSALE DELLA VASCA</b> .....	<b>16</b>
4.1	STATISCHES SCHEMA	
4.1	SCHEMA STATICO.....	16
4.2	LASTENANALYSE	
4.2	ANALISI DEI CARICHI .....	18
4.2.1	Eigengewicht	
4.2.1	Peso proprio .....	18
4.2.2	Dauerlasten auf der Oberplatte	
4.2.2	Carichi permanenti sulla soletta superiore.....	18
4.2.3	Bodenschub	
4.2.3	Spinta delle terre .....	18
4.2.4	Variable Verkehrsüberlast auf der Oberplatte	
4.2.4	Sovraccarico variabile da traffico sulla soletta superiore .....	19
4.2.4.1	Schübe von Verkehrslasten	
4.2.4.1	Spinte dovute ai sovraccarichi accidentali .....	20
4.2.5	Innere hydraulische Last	
4.2.5	Carico idraulico interno.....	22
4.2.6	Temperaturschwankungen	
4.2.6	Variationen termiche .....	24
4.2.7	Platten Schrumpfung	
4.2.7	Ritiro della soletta .....	24
4.2.8	Seismische Wirkungen	
4.2.8	Azioni sismiche.....	25
4.2.8.1	Seismische Überlastungen von Eigengewicht	
4.2.8.1	Sovraccarichi sismici da peso proprio .....	27
4.2.8.2	Seismische Dauerüberlastungen	
4.2.8.2	Sovraccarichi sismici permanenti .....	27
4.2.8.3	Seismischer Überschub des Bodens	
4.2.8.3	Sovraspinte sismiche del terreno .....	28
4.2.8.4	Innerer seismischer Wasserüberdruck	
4.2.8.4	Sovraccarico sismico idraulico interno.....	28

4.2.8.5	Fälle und Lastkombinationen	
4.2.8.5	Casi e combinazioni di carico .....	28
4.3	ANALYSE DES PLATTENBALKENS	
4.3	ANALISI DELLA TRAVE DI SOLETTA .....	43
4.3.1	Statisches Schema	
4.3.1	Schema statico .....	44
4.3.2	Lastenanalyse	
4.3.2	Analisi dei carichi .....	44
4.3.2.1	Eigengewicht	
4.3.2.1	Peso proprio .....	44
4.3.2.2	Platteneigengewicht	
4.3.2.2	Peso proprio della soletta .....	44
4.3.2.3	Dauerlasten	
4.3.2.3	Carichi permanenti .....	44
4.3.2.4	Variable Verkehrslasten	
4.3.2.4	Carichi variabili da traffico .....	44
4.3.2.5	Lastkombinationen	
4.3.2.5	Combinazioni di carico .....	45
4.4	ANALYSE DES FUNDAMENTBALKENS	
4.4	ANALISI DELLA TRAVE DI FONDAZIONE .....	45
4.4.1	Statisches Schema	
4.4.1	Schema statico .....	45
4.4.2	Lastenanalyse	
4.4.2	Analisi dei carichi .....	45
4.5	ANALYSE DES KONTROLLSCHACHTS	
4.5	ANALISI TORRINO D'ISPEZIONE .....	46
4.5.1	Statisches Schema	
4.5.1	Schema statico .....	48
4.5.2	Lastenanalyse	
4.5.2	Analisi dei carichi .....	48
4.5.2.1	Bodenschub	
4.5.2.1	Spinta delle terre .....	48
4.5.2.2	Verkehrslast	
4.5.2.2	Sovraccarico accidentale .....	48
4.5.2.3	Seismische Wirkungen	
4.5.2.3	Azioni sismiche .....	48
4.5.2.4	Lastkombinationen	
4.5.2.4	Combinazioni di carico .....	49
4.6	ANALYSE DER PREDALLS-PLATTEN DER PLATTE	
4.6	ANALISI DELLE PREDALLES DI SOLETTA .....	50
4.6.1	Geometrie und statische Schemen	
4.6.1	Geometrie e schemi statici .....	50
4.6.2	Analyse der Lasten und der Belastungen	
4.6.2	Analisi dei carichi e delle sollecitazioni .....	51
4.6.3	Spannüberprüfung	
4.6.3	Verifiche tensionali .....	53
4.7	ÜBERPRÜFUNGEN	
4.7	VERIFICHE .....	55
4.7.1	Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT)	
4.7.1	Stati Limite Ultimi (SLU) .....	55

4.7.1.1	Überprüfung der Beul-Spannung	
4.7.1.1	Verifica a pressoflessione.....	55
4.7.1.2	Überprüfung der Schubspannung	
4.7.1.2	Verifica per sollecitazione tagliante .....	55
4.7.2	Überprüfungen der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
4.7.2	Verifiche agli Stati Limite di esercizio (SLE) .....	56
4.7.2.1	Begrenzung der Rissbreite	
4.7.2.1	Limitazione dell'ampiezza delle fessure .....	57
4.7.3	Überprüfung der Tragfähigkeit	
4.7.3	Verifiche di capacità portante .....	58
<b>5</b>	<b>VERZEICHNISSE</b>	
<b>5</b>	<b>ELENCHI.....</b>	<b>61</b>
5.1	TABELLENVERZEICHNIS	
5.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	61
5.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
5.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	62
5.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
5.3	ELENCO DELLE APPENDICI .....	65
5.4	REFERENZDOKUMENTE	
5.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	65
5.4.1	Eingangsdokumente	
5.4.2	Normen und Richtlinien	
5.4.1	Documenti in ingresso .....	65
5.4.2	Normative e Linee Guida.....	65
5.4.3	Ausgangsdokumente	
5.4.3	Documenti in uscita .....	66
5.4.4	Literatur	
5.4.4	Letteratura .....	66
5.5	PROGRAMME FÜR DIE AUTOMATISCHE ANALYSE	
5.5	PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA.....	66
<b>ANHANG 1 - ZUSAMMENFASSUNG DER BELASTUNGEN UND ÜBERPÜFUNG DER BECKENELEMENTE</b>		
<b>APPENDICE 1 - RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICA DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI</b>		
<b>LA VASCA .....</b>		<b>67</b>

## 1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Berechnungsbericht zeigt auf und erläutert die Daten und Ergebnisse der Bemessung des sich in der Baustelle Unterplattner befindenden Sammelbeckens (Figura 1).

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riporta e commenta i dati ed i risultati relativi al dimensionamento della vasca di accumulo situata nel cantiere di Unterplattner (Figura 1).

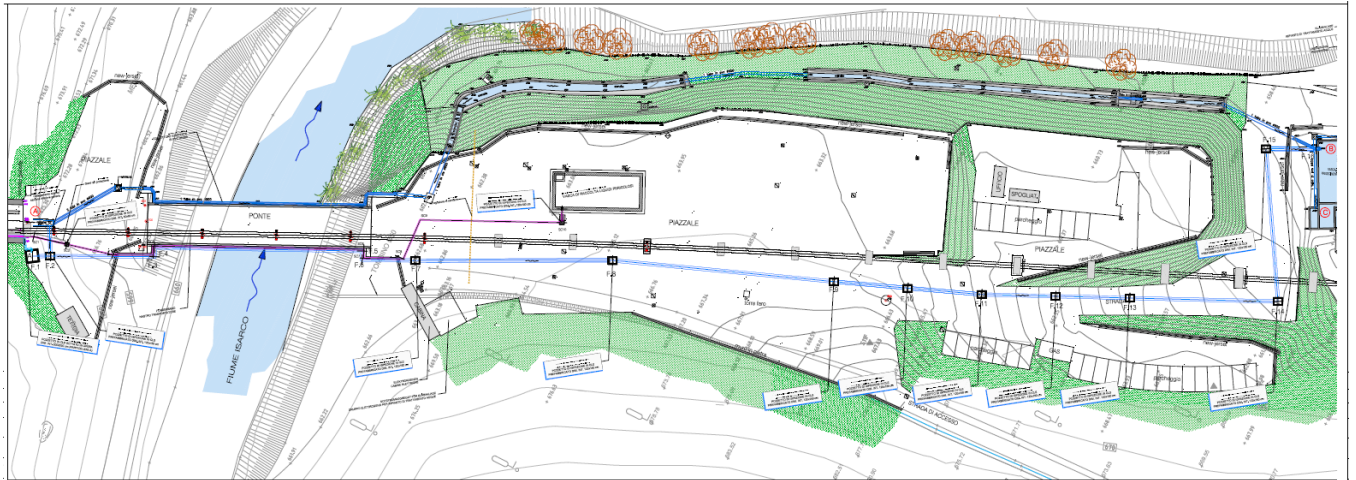


Abbildung 1: Eingliederungslageplan des Bauwerks.

Figura 1: Planimetria d'inquadramento dell'opera

Die Beckenstruktur erweist eine ebene Lagerfläche (rechteckiger Abdruck 18.20x7.70 m) und deren äußere Fläche liegt auf 667.07 m ü.d.M.

La struttura della vasca presenta un ingombro regolare in pianta (impronta rettangolare 18.20x7.70 m) ed il suo estradosso è posto a quota 667.07 m s.l.m..

Das durchgehende 70 cm starke Fundament hat eine äußere Fläche auf 663.67 m ü.d.M. Seitlich vom Fundament erheben sich durchgehend 60 cm starke Wände und eine Reihe von 4 Pfeilern mit einem Querschnitt von 60x40 cm. Die nutzbare innere Höhe ist von 2.80 m.

La fondazione, di spessore costante 70 cm, ha un estradosso posto a quota 663.67 m s.l.m. Dalla fondazione si elevano le pareti laterali di spessore costante 60 cm e un allineamento di 4 pilastri con sezione 60x40 cm. L'altezza utile interna è pari a 2.80 m.

Die durchgehend 60 cm starke Abdeckplatte wird phasenweise auf Predalles-Platten ausgeführt, welche sachgerechter Weise bei der Gussphase gestützt werden.

La soletta di copertura, di spessore costante 60 cm, viene realizzata per fasi su predalles opportunamente puntellate in fase di getto.

An der Pfeilerreihe werden Träger mit einer Breitenstärke von 140 cm sowohl an der Platte als auch am Fundament errichtet.

In corrispondenza dell'allineamento dei pilastri si realizzano travi in spessore di larghezza pari a 140 cm sia in soletta che in fondazione.

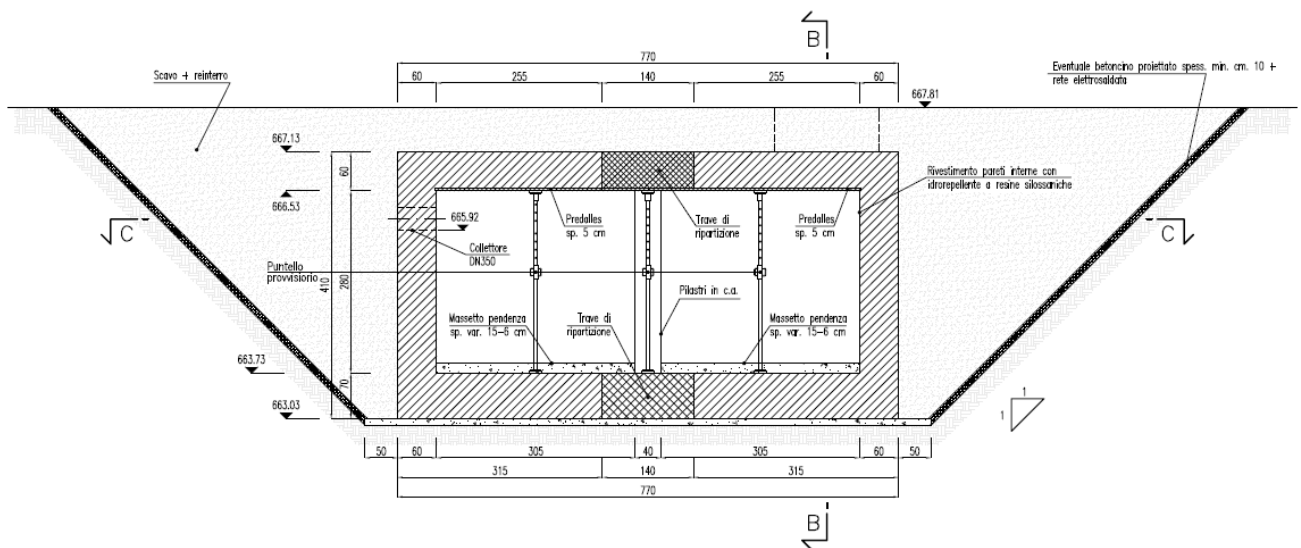


Figura 2: Sezione trasversale della vasca

Abbildung 2: Beckenquerschnitt

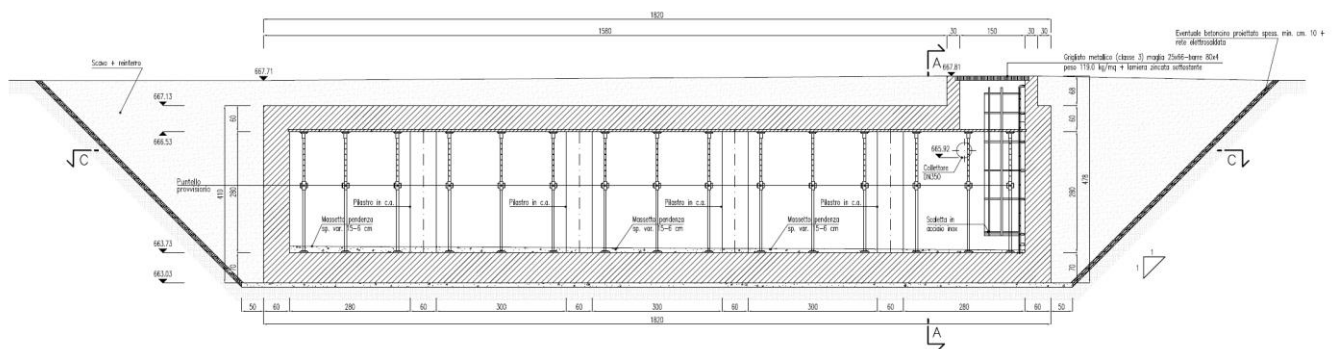


Figura 3: Sezione longitudinale della vasca

Abbildung 3: Beckenlängsschnitt

Um die Beckeninspektion zu gewährleisten ist die Realisierung eines Abstiegschachts vorgesehen mit Grundrissinnenmaßen von 150x100 cm und Höhe von 60 cm (Wandstärke 30 cm).

Es ist die Installation eines Deckels aus Metallgitter Klasse 3 (leichte LKW) und verzinktem 4 mm starkem Schließblech vorgesehen.

Außerdem ist eine Strukturdichtung an der Außenseite durch PVC-Hülle mit TNT-Plane und an der Innenseite durch wasserabstoßendem Harz geplant.

Für sämtliche Details wird auf die dafür vorgesehenen Planungszeichnungen [7], [8], [9] gewiesen.

Al fine di garantire l'ispezionabilità della vasca è prevista la realizzazione di un torrino di accesso di dimensioni interne in pianta pari a 150x100 cm ed altezza pari a 60 cm (spessore delle pareti pari a 30 cm).

E' prevista l'installazione di un chiusino realizzato con grigliato metallico di classe 3 (autocarri leggeri) e lamiera zincata di chiusura di spessore 4 mm.

E' prevista inoltre l'impermeabilizzazione della struttura all'esterno con guaina in PVC armata con telo TNT e all'interno con l'applicazione di resina idrorepellente.

Per tutti i dettagli si rimanda agli appositi elaborati grafici di progetto [7], [8], [9].

## 2 MATERIALIEN

### 2.1 ORTBETON

- Bewehrter Beton der Festigkeitsklasse C32/40:
- Charakteristischer Berechnungswürfeldruckfestigkeit:  
 $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
- Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit:
- $f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$
- Elastizitätsmodul:  $E_c = 33642.78 \text{ MPa}$
- Poisson-Faktor:  $\nu = 0.20$
- $\gamma_c = 1,5$
- $\alpha_{cc} = 0,85$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 18.81 \text{ MPa}$
- Expositionsklasse XC4:
- Max. W/Z-Verhältnis 0.55
- Mindestanteil an Zement  $340 \text{ kg/m}^3$
- Slumpklasse: S4
- Maximaler träger Durchmesser 32 mm

### 2.2 PREDALLES-PLATTEN-BETON

- Bewehrter Beton der Festigkeitsklasse C32/40:
- Charakteristischer Berechnungswürfeldruckfestigkeit:  
 $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
- Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit:
- $f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$
- Elastizitätsmodul:  $E_c = 33642.78 \text{ MPa}$
- Poisson-Faktor:  $\nu = 0.20$
- $\gamma_c = 1,5$
- $\alpha_{cc} = 0,85$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 18.81 \text{ MPa}$
- Expositionsklasse XC4:
- Max. W/Z-Verhältnis 0.55
- Mindestanteil an Zement  $340 \text{ kg/m}^3$
- Slumpklasse: S4
- Maximaler träger Durchmesser 20 mm

### 2.3 BEWEHRUNGSSTAHL

Für die Bemessung wird Stahl des Typs B450C benutzt:

## 2 MATERIALI

### 2.1 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA

- Calcestruzzo armato C32/40:
- Resistenza caratteristica cubica di calcolo:  
 $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica
- $f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità:  $E_c = 33642.78 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0.20$
- $\gamma_c = 1,5$
- $\alpha_{cc} = 0,85$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 18.81 \text{ MPa}$
- Classe di esposizione XC4:
- Massimo rapporto a/c 0.55
- Minimo contenuto in cemento  $340 \text{ kg/m}^3$
- Classe Slump: S4
- Diametro massimo inerte 32 mm

### 2.2 CALCESTRUZZO PER PREDALLES

- Calcestruzzo armato C32/40:
- Resistenza caratteristica cubica di calcolo:  
 $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica
- $f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità:  $E_c = 33642.78 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0.20$
- $\gamma_c = 1,5$
- $\alpha_{cc} = 0,85$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 18.81 \text{ MPa}$
- Classe di esposizione XC4:
- Massimo rapporto a/c 0.55
- Minimo contenuto in cemento  $340 \text{ kg/m}^3$
- Classe Slump: S4
- Diametro massimo inerte 20 mm

### 2.3 ACCIAIO DA ARMATURA

Per il dimensionamento si utilizza l'acciaio tipo B450C:



$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ MN/m}^2$$

wobei:

- $E_s$  = Elastizitätsmodul
- $f_{yk}$  = charakteristischer Wert der Streckgrenze des Stahlbetons

dove:

- $E_s$  è il modulo elastico
- $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento acciaio per cemento armato

### 3 GEOTECHNISCHES MODELL

#### 3.1 GEOTECHNISCHE PARAMETER

Das Becken, Gegenstand dieses Berichts, wird in der Unterplattner Baustelle ca. 30 m südlich der Brückenwiderlager des Eisack Flusses (Figura 1) ausgeführt.

Die Außenfläche des Beckenfundaments befindet sich auf 663.03 m ü.d.M., also unter dem Damm auf dem die Unterplattner Baustelle aufgebaut wurde.

In diesem Bereich ist eine Sondierung Up-B-03/06 durchgeführt worden, welche 15.00 m Tiefe (Sondier Kopf auf 663 m ü.d.M.) erreicht hat; in den Planunterlagen [1], aus denen keine Vorort Proben hervorgehen, ist folgende Stratigrafie aufgezeigt:

- von 0 bis - 1.45 m: mittelfeiner Sand mit mittelgroßem Kies, polygen, abgerundet und unterwinklig, schlammig, nussbraune Farbe;
- von - 1.45 bis - 4.00 m: weiße Granitblöcke und -steine und untergeordnete Phyllite;
- von - 4.00 bis - 5.50 m: weiße Granitfindlinge;
- von - 5.50 bis - 7.00 m: weiße Granitblöcke und -steine und untergeordnete seltene Phyllite;
- von - 7.00 bis - 15.00 m: hartes Gestein mit kristallgranularer Struktur, sehr gebrochen, hellgrüne Farbe mit Oxydationsvorkommen auf den Diskontinuitätsflächen. Weißer Granit.

Vorsichtshalber, sowohl wegen der Aufschüttungserde an den Beckenseiten als auch wegen des Fundamentbodens, wurden folgende charakteristische Werte der Widerstands- und Verformungsparameter geschätzt.

- $\varphi = 35^\circ$  (Reibungswinkel)
- $c = 0$  (Kohäsion)
- $E = 50 \text{ MPa}$  (Verformungsmodul des Gebirges)

#### 3.2 SEISMISCHE PARAMETER

Bezüglich der Ermittlung der Erschütterungsparameter des Projekts, mit Bezug auf das MD 14/01/08 "Technische Baunormen", ist die Grundseismik anhand des Wertes definierbar, den man für die erwartete Höchstbeschleunigung auf hartem Boden, für Ereignisse mit einer Wiederkehrzeit von 475 Jahren und einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren, laut Tabelle 1 des genannten MD, an den Knoten eines nationalen Bezugsrahmens annimmt; dies ist in der unten stehenden Abbildung für das gegenständliche Gebiet angegeben. Der Mittelpunkt der Achsen des Rasters ist der zentrale Punkt des geplanten Bauwerks; die Koordinaten

### 3 MODELLO GEOTECNICO

#### 3.1 PARAMETRI GEOTECNICI

La vasca oggetto della presente relazione sarà realizzata in corrispondenza del cantiere di Unterplattner, circa 30 m a sud della spalla del ponte sul fiume Isarco (Figura 1).

L'estradosso della fondazione della vasca si trova alla quota 663.03 m s.l.m., quindi al di sotto del rilevato su cui è realizzato il cantiere di Unterplattner.

In quest'area è stato eseguito il sondaggio Up-B-03/06, che ha raggiunto la profondità di -15.00m (testa sondaggio a quota 663 m s.l.m.); nei documenti di progetto [1], dai quali non risulta siano state eseguite prove in sito, è riportata la seguente stratigrafia:

- Da 0 a -1.45 m: sabbia medio fine con ghiaia medio grossa, poligenica, arrotondata e subangolare, limosa, colore marrone-nocciola.
- Da -1.45 a -4.00 m: blocchi e ciottoli di granito bianco e subordinate filladi.
- Da -4.00 a -5.50: trovante in granito bianco.
- Da -5.50 a -7.00: blocchi e ciottoli in granito bianco e subordinate rare filladi.
- Da -7.00 a -15.00: roccia dura a struttura granulare cristallina, molto fratturata, di colore verde chiaro con presenza di ossidazione sulle superfici di discontinuità. Granito bianco.

Cautelativamente, sia per il terreno di riporto ai lati della vasca sia per il terreno di fondazione si sono stimati i seguenti valori caratteristici dei parametri di resistenza e di deformabilità:

- $\varphi = 35^\circ$  (angolo di resistenza al taglio)
- $c = 0$  (coesione)
- $E = 50 \text{ MPa}$  (modulo di deformazione d'ammasso)

#### 3.2 PARAMETRI SISMICI

Per quanto concerne la determinazione dei parametri di scuotimento sismico di progetto, facendo riferimento al D.M. 14/01/08 Norme tecniche per le costruzioni, la sismicità di base è definibile in funzione del valore assunto dall'accelerazione massima attesa su suolo rigido per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni, definita nella tabella 1 allegata al citato D.M. in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento nazionale, mostrato nella figura sottostante per il sito in esame in cui il centro degli assi della griglia identifica il punto centrale dell'opera in progetto; le

dieses Punkts im Bezugssystem ED50 sind nachfolgend angegeben:

- Breite 46.895721
- Länge 11.538515

coordinate di tale punto nel sistema di riferimento ED50 sono di seguito indicate:

- Latitudine 46.895721
- Longitudine 11.538515

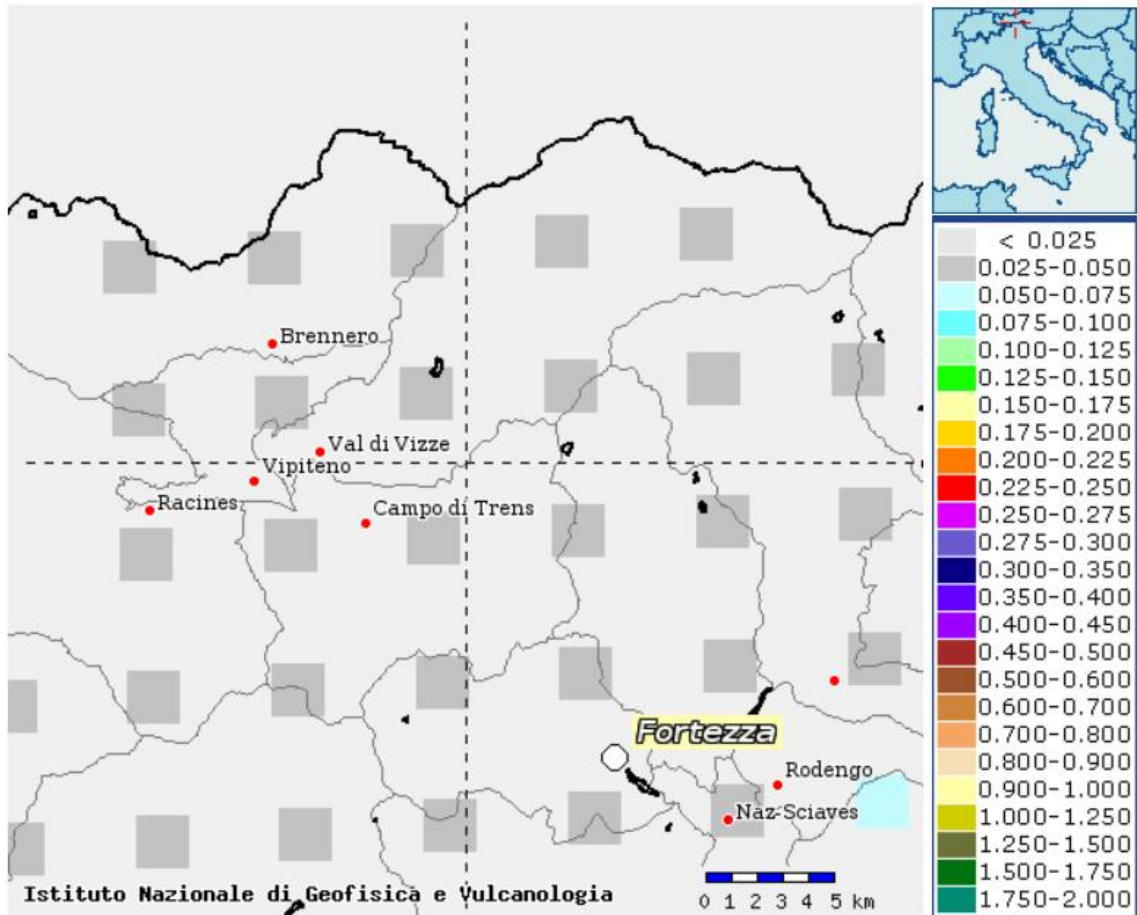


Abbildung 4: Beschleunigungen auf hartem Boden

Figura 4: Accelerazioni su suolo rigido

In der folgenden Tabelle sind insbesondere die Erschütterungswerte der vier Knoten, die für die Ermittlung des Durchschnittswerts für das gegenständliche Gebiet herangezogen werden, angegeben, samt der Basisparameter, die das elastische Rückmeldespektrum definieren.

In particolare i valori di scuotimento relativi ai quattro nodi utilizzabili per la definizione del valore medio utilizzabile per il sito in esame sono mostrati nella seguente tabella unitamente ai parametri di base che definiscono lo spettro di risposta elastico:

Point ID [-]	North coord. [°]	East coord. [°]	distance [km]	$a_{g(475)}$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
6078	11,519	46,919	2,986	0,0409	2,650	0,340
6079	11,592	46,920	4,883	0,0417	2,640	0,350
6300	11,521	46,869	3,259	0,0424	2,630	0,350
6301	11,594	46,870	5,100	0,0433	2,620	0,350

Aufgrund der für die Eckpunkte des Koordinatennetz definierten Werte, kann ein Projektwert für die seismischen Aktivitäten definiert werden: dieser besteht aus dem gewichteten

Sulla base dei valori definiti per i vertici del reticolo è possibile definire un valore di progetto delle azioni sismiche come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia

Durchschnitt der für die vier Eckpunkte der Bezugskoordinatennetz, in dem sich der Punkt befindet, angenommenen Werte. Dabei werden als Gewichte die Umkehrwerte der Abstände zwischen diesem Punkt und den berücksichtigten Eckpunkten angenommen.

elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame adottando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in esame ed i vertici considerati.

$T_R$ [years]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
475	0,042	2,635	0,346

Zur Ermittlung des Bezugszeitraums für die seismische Aktivität  $V_R$  bezieht sich der MD 14.01.08 auf die nominelle Lebensdauer  $V_N$  je nach Bauart und den Nutzungskoeffizient  $C_U$  je nach Nutzungsklasse, wie in den folgenden Tabellen angegeben.

Per la determinazione del periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$  il D.M. 14/01/08 la Vita Nominale  $V_N$  in funzione del tipo di costruzione ed il coefficiente di utilizzo  $C_U$  in funzione della classe d'uso come mostrato nelle tabelle seguenti.

BAUWERKSART / TIPI DI COSTRUZIONE		Nominale Lebensdauer / Vita Nominale $V_N$ (in Jahren/in anni)
1	Provisorische Bauwerke - Verbauten - Infrastrukturen in der Bauphase / Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Gewöhnliche Bauwerke, Brücken, kleine oder gewöhnliche Infrastrukturen und Dämme / Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Große Bauvorhaben, Brücken, große oder strategisch wichtige Infrastrukturen und Dämme / Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$
Klasse I Classe I	Bauwerke in denen sich nur gelegentlich Personen aufhalten/landwirtschaftliche Gebäude / Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	
Klasse II Classe II	Bauwerke mit gewöhnlichem Menschenandrang, ohne umweltgefährdende Inhalte und ohne wesentliche öffentliche oder soziale Funktionen. Keine umweltgefährdende Gewerbetätigkeit. Brücken, Infrastrukturen, Straßen, die nicht in die Nutzungsklasse III oder IV fallen, Eisenbahnnetze, deren Unterbrechung keine Notfallsituationen auslöst. Staudämme, deren Bruch keine bedeutenden Folgen nach sich zieht. / Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	
Klasse III Classe III	Bauwerke mit ziemlichem Menschenandrang. Umweltgefährdende Gewerbetätigkeit. Straßen, die nicht in die Nutzungsklasse IV fallen. Brücken und Eisenbahnnetze, deren Unterbrechung Notfallsituationen auslöst. Staudämme, deren Bruch bedeutenden Folgen nach sich zieht. / Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.	
Klasse IV Classe IV	Bauwerke mit bedeutenden öffentlichen oder strategischen Funktionen, auch für das Katastrophenschutzmanagement im Katastrophenfall. Besonders umweltgefährdende Gewerbetätigkeit. Straßen des Typs A oder B gemäß MD Nr. 6792 vom 5. November 2001 "Funktionale und geometrische Vorgaben für den Straßenbau" und des Typs C, wenn es sich um Verbindungen zwischen Provinzhauptstädten handelt, die ansonsten nicht durch Straßen des Typs A oder B verbunden sind. Brücken und Eisenbahnnetze von kritischer Bedeutung für die Aufrechterhaltung der Kommunikationswege, insbesondere nach einem Erdbeben. Staudämme, von denen die Funktionstüchtigkeit von Wasserleitungen und Stromerzeugungsanlagen abhängt. / Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	

NUTZUNGSKLASSE / CLASSE D'USO	I	II	III	IV
KOEFFIZIENT $C_U$ / COEFFICIENTE $C_U$	0.7	1.0	1.5	2.0

Dem geplanten Bauwerk (aufgrund der mit dem Tunnel verbundenen Nutzung) wird eine nominelle Lebensdauer von 200 Jahren und eine Nutzungsklasse IV zugewiesen, mit entsprechendem Nutzungskoeffizient  $C_U$  von 2.0, die einen Bezugszeitraum der seismische Aktivität  $V_R$  von 400 ergeben.

All'opera in progetto (visto l'uso connesso alla galleria) è assegnata una Vita Nominale pari a 200 anni ed una classe d'uso IV, cui corrisponde un coefficiente di utilizzo  $C_U$  pari a 2.0, che danno luogo ad un periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$  di 400 anni.

Anhand des Beschleunigungswerts des Gebiets, der Lebensdauer und des Belastungsgrads ergeben sich für die verschiedenen Grenzzustände folgende Werte der seismischen Grundparameter am seismischen Felsboden:

Sulla base del valore di accelerazione di sito, della vita nominale e del coefficiente di utilizzo si ottengono i seguenti valori dei parametri sismici di base al bedrock sismico per i diversi stati limite:

LIMIT STATE	$T_R$ [years]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
<b>SLO</b>	241	0,034	2,521	0,294
<b>SLD</b>	402	0,040	2,607	0,333
<b>SLV</b>	2475	0,064	2,896	0,401
<b>SLC</b>	2475	0,064	2,896	0,401

Aufgrund der seismischen Kennwerte des Projektgebiets und der Wiederkehrzeit des erwarteten seismischen Ereignisses kann also die seismische Aktivität, die das vorliegende Gebiet auszeichnet, anhand des elastischen Rückmeldespektrums bezogen auf eine konventionelle Dämpfung von 5% definiert werden, die sich wie folgt ausdrückt:

Sulla base dei parametri sismici dell'area di progetto e del tempo di ritorno dell'evento sismico atteso è possibile definire quindi l'azione sismica che caratterizza il sito in esame sulla base dello spettro di risposta elastico riferito ad uno smorzamento convenzionale del 5% definito dalle seguenti espressioni:

*Horizontale Komponente*

*Componente orizzontale*

$$\begin{array}{l}
 0 \leq T < T_B \\
 T_B \leq T < T_C \\
 T_C \leq T < T_D \\
 T_D \leq T
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l}
 S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array} \right\}$$

*Vertikale Komponente*

*Componente verticale*

$$\begin{array}{l|l}
0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
\end{array}$$

wobei:

T = Erschütterungszeitraum

S<sub>e</sub> = spektrale Beschleunigung

S = Faktorfunktion der Bodenkategorie und der topographischen Bedingungen laut Verhältnis:

dove:

T = periodo di vibrazione

S<sub>e</sub> = accelerazione spettrale

S = fattore funzione della categoria del terreno e delle condizioni topografiche espresso dalla relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

S<sub>S</sub> = Stratigraphischer Verstärkungsfaktor

S<sub>T</sub> = Topographischer Verstärkungsfaktor

η = Spektraler Veränderungsfaktor wegen viskoser Dämpfungen ξ, die sich unterscheiden von den 5% des Verhältnis:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

F<sub>o</sub> = Faktor zur Quantifizierung der horizontalen Komponente der maximalen spektralen Verstärkung

F<sub>v</sub> = Faktor zur Quantifizierung der vertikalen Komponente der maximalen spektralen Verstärkung

T<sub>C</sub> = Beginn des Abschnittes mit konstanter Geschwindigkeit des elastischen Rückmeldespektrums ausgedrückt vom Verhältnis:

$$T_C = C_C \cdot T^*_C$$

T\*<sub>C</sub> = Beginn des Abschnittes mit konstanter Geschwindigkeit des horizontalen Beschleunigungsspektrums auf hartem Boden

C<sub>C</sub> = Parameterfunktion der Untergrundkategorie

T<sub>B</sub> = entsprechender Zeitraum am Abschnittsanfang des konstanten Beschleunigungsspektrums, definiert im Verhältnis:

$$T_B = T_C / 3$$

$$S = S_S \cdot S_T$$

S<sub>S</sub> = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S<sub>T</sub> = coefficiente di amplificazione topografica

η = fattore di alterazione dello spettro per smorzamenti viscosi ξ diversi dal 5% espresso dalla relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

F<sub>o</sub> = fattore di quantificazione della componente orizzontale dell'amplificazione spettrale massima

F<sub>v</sub> = fattore di quantificazione della componente verticale dell'amplificazione spettrale massima

T<sub>C</sub> = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta elastica espresso dalla relazione:

$$T_C = C_C \cdot T^*_C$$

T\*<sub>C</sub> = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale su suolo rigido

C<sub>C</sub> = parametro funzione della categoria di sottosuolo

T<sub>B</sub> = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante definito dalla relazione:

$$T_B = T_C / 3$$

$T_D$  = entsprechender Zeitraum am Abschnittsanfang des konstanten Verschiebungsspektrums, definiert im Verhältnis

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_{lg}}{g} + 1,6$$

Im vorliegenden Fall ergeben die genannten Faktoren und Zeiträume für Bauwerke des Typs 3 (zu denen die geplanten Bauwerke gehören), mit einer nominellen Lebensdauer von 200 Jahren und einer Belastungsklasse IV (dem ein Nutzungsgrad  $C_U$  von 2.0 entspricht) bei einem Untergrund der Kategorie A (harter Steinuntergrund) und einem einheitlichen topographischen Verstärkungsfaktor (Tiefbauten) bei einem Grenzzustand der Tragfähigkeit, in der Menschenleben bedroht werden (was einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% im Bezugszeitraum bzw. einer Wiederkehrzeit des erwarteten seismischen Ereignisses von 2475 Jahren entspricht), folgende Werte:

$T_D$  = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante espresso dalla relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_{lg}}{g} + 1,6$$

Nel caso in esame, per opere di tipo 3 (tipologia in cui rientrano le opere in progetto), aventi vita nominale  $V_N$  di 200 anni e classe d'uso IV (a cui corrisponde un coefficiente d'utilizzo  $C_U$  pari a 2.0), , considerando un terreno di categoria A (substrato lapideo rigido) ed un coefficiente di amplificazione topografico unitario (opere in sotterraneo), per lo stato limite di salvaguardia della vita (corrispondente ad una probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento considerato, pari ad un tempo di ritorno dell'evento sismico atteso di 2475 anni), i fattori ed i periodi sopra elencati assumono i valori riportati nello schema seguenti:

<i>horizontal components</i>				<i>vertical components</i>			
<i>S</i>	<i>T<sub>B</sub></i>	<i>T<sub>C</sub></i>	<i>T<sub>D</sub></i>	<i>S</i>	<i>T<sub>B</sub></i>	<i>T<sub>C</sub></i>	<i>T<sub>D</sub></i>
<b>1,00</b>	<b>0,134</b>	<b>0,401</b>	<b>1,857</b>	<b>1,00</b>	<b>0,05</b>	<b>0,15</b>	<b>1,00</b>

Berücksichtigt man die oben genannten Werte der Komponenten des elastischen Rückmeldespektrums, erhält man die nachfolgend angeführte Spektralform, die einer viskosen Dämpfung von 5% entspricht:

Introducendo i valori sopra riportati nelle espressioni che definiscono le componenti dello spettro di risposta elastico si ottiene la forma spettrale riportata di seguito, riferita ad uno smorzamento viscoso pari al 5%:

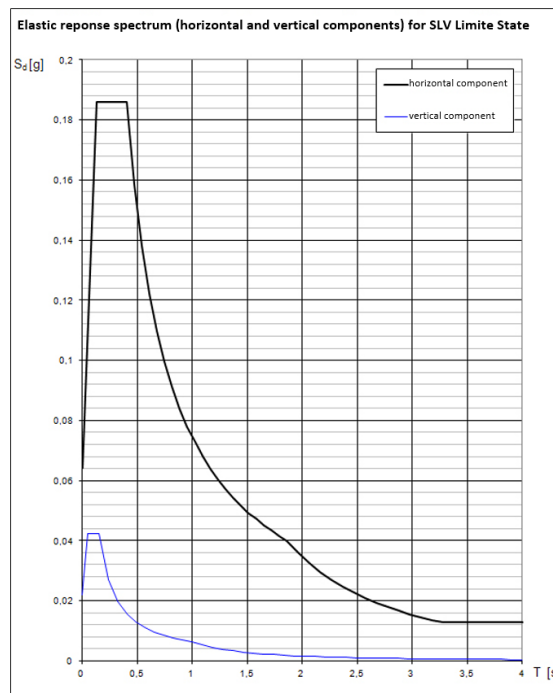


Abbildung 5: Elastische Rückmeldungsspektren

Figura 5: Spettri di risposta elastici

Die Projektspektren für die Grenzzustände der Tragfähigkeit können anhand der oben genannten Formeln für die elastischen Spektren mit geringeren Ordinaten errechnet werden, indem der Term  $\eta$  durch den Term  $1/q$  ersetzt wird, wobei  $q$  den Verhaltensbeiwert des Bauwerks darstellt.

Für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit werden hingegen die elastischen Spektren angenommen, die der Überschreitungswahrscheinlichkeit im betrachteten Bezugszeitraum entsprechen.

Gli spettri di progetto per gli stati limite ultimi potranno essere ricavati a mezzo delle formule più sopra riportate per gli spettri elastici con le ordinate ridotte sostituendo al termine  $\eta$  il termine  $1/q$  dove  $q$  rappresenta il fattore di struttura dell'opera.

Per gli stati limite di esercizio si adotteranno invece gli spettri elastici corrispondenti alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato.



#### 4 ANALYSE DES BECKENQUERSCHNITTS

In diesem Kapitel wird mit der Studie des Beckenquerschnitts fortgefahren. Der Querschnitt besteht aus einer 70 cm hohen Bodenplatte, aus 60 cm starken Seitenwänden (Nettohöhe Innen 280 cm), aus einer Pfeilerreihe mit Grundrisschnitt 60x40 cm (Achsenabstand von 360 cm) sowie aus einer Platte mit Gesamtstärke von 60 cm (5 cm starke Predalles-Platten + 55 cm Ortbeton als Abschluss).

Insbesondere hat man sich für die Analyse auf einen 100 cm breiten Streifen bezogen.

In folgender Abbildung wird die Schalung des untersuchten Querschnitts gezeigt.

#### 4 ANALISI SEZIONE TRASVERSALE DELLA VASCA

Nel presente capitolo si procede allo studio della sezione trasversale tipo della vasca. La sezione risulta composta da una platea di fondazione di altezza 70 cm, da pareti laterali di spessore pari a 60 cm (altezza netta interna 280 cm), da una fila di pilastri di sezione in pianta 60x40 cm (interassati di 360 cm) e da una soletta di spessore complessivo pari a 60 cm (predalles di spessore 5 cm + 55 cm di getto in opera di completamento).

In particolare per l'analisi si è fatto riferimento ad una striscia di spessore pari a 100 cm.

Nella seguente figura viene presentata la carpenteria della sezione in esame.

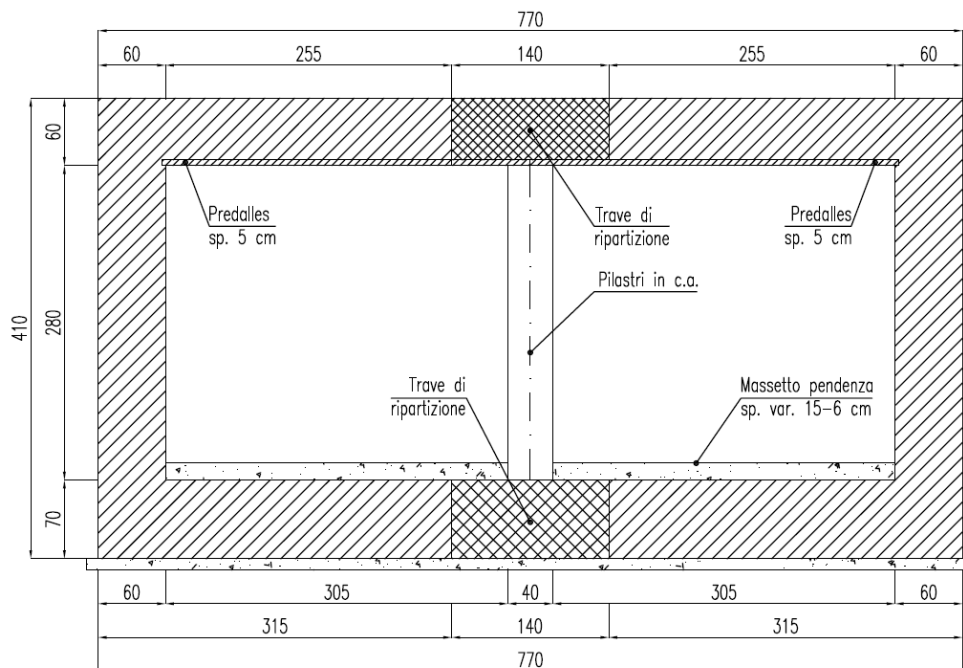


Abbildung 6: Studienquerschnitt

Figura 6: Sezione trasversale di studio

##### 4.1 STATISCHES SCHEMA

Die Studie des Querschnitts wird in 2D ausgeführt mit Hilfe eines Berechnungsprogramms der Finite-Elemente SAP2000 Advanced. Sämtliche Elemente des Querschnitts werden als Rahmenelemente schematisiert, während das Wechselverhältnis zwischen Struktur und Fundamentboden mit Hilfe von senkrechten und waagrechten Winklerschen Ausdehnungsfedern (Springs), welche an den Fundamentknoten eingesetzt werden, schematisiert ist.

In Bezug auf die Pfeiler, wurde im Modellierungsrahmen, der sich auf ein Meter Längsentwicklung bezieht, zweckmäßiger Weise deren Trägheit abhängig vom Achsenabstand der Pfeiler selbst reduziert.

##### 4.1 SCHEMA STATICO

Lo studio della sezione trasversale viene effettuato in 2D con l'ausilio del programma di calcolo ad elementi finiti SAP2000 Advanced. Tutti gli elementi della sezione vengono schematizzati come elementi frame, mentre l'interazione tra la struttura ed il suolo di fondazione viene schematizzato con l'ausilio di molle estensionali verticali e orizzontali (springs) alla Winkler poste nei nodi di fondazione.

Per quanto riguarda i pilastri, nella modellazione del telaio che fa riferimento ad uno sviluppo longitudinale pari ad un metro, ne è stata opportunamente ridotta l'inerzia in funzione dell'interasse dei pilastri stessi.

Der Einflussbereich jeder Rahmenfeder (die Federn haben untereinander einen Achsenabstand von 20 cm und beziehen sich auf einem 1.0 m breiten Strukturstreifen) beträgt 0.2 m<sup>2</sup>.

L'area di influenza per ciascuna molla del telaio (le molle sono interessate di circa 20 cm l'una dall'altra e si riferiscono ad una striscia di struttura di larghezza pari ad 1.0 m) è pari a 0.2 m<sup>2</sup>.

Für die Steifigkeit jeder Feder erhält man demnach:

Per la rigidezza della singola molla si ottiene quindi:

$$K_{molla} = K_s \cdot A_{infl} = 14900 \cdot 0.20 = 3023 \text{ kN/m}$$

In Folge wird das angewandte statische Schema mit der entsprechenden Stäbe- und Knotennummerierung aufgezeigt.

Si riporta di seguito lo schema statico adottato con la relativa numerazione di aste e nodi.

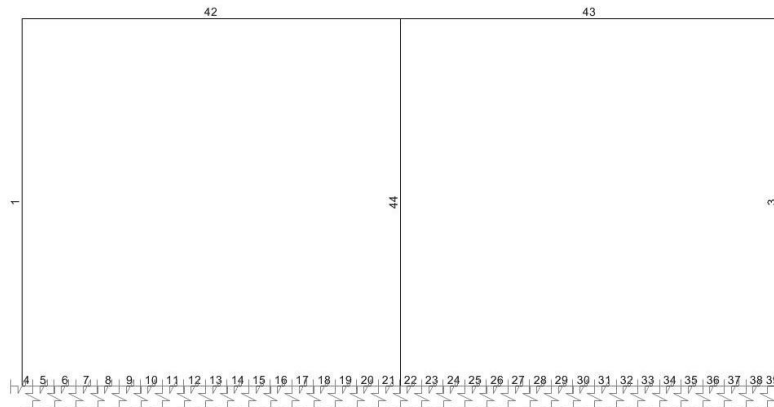


Abbildung 7: Rahmennummerierung des Berechnungsmodells.

Figura 7: Numerazione frames del modello di calcolo

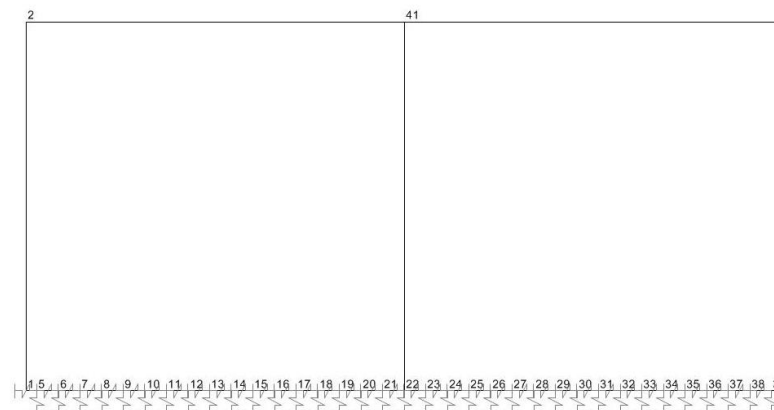


Abbildung 8: Gelenknummerierung des Berechnungsmodells.

Figura 8: Numerazione joints del modello di calcolo

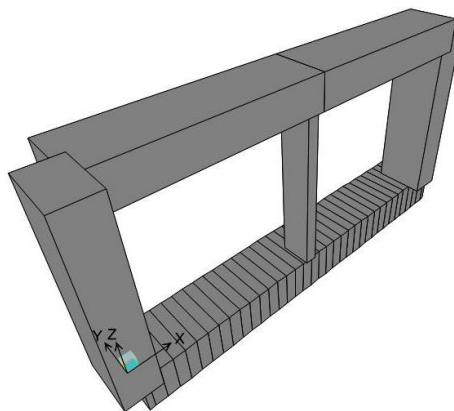


Abbildung 9: 3D-Sicht des Berechnungsmodells.

Figura 9: Vista in 3D del modello di calcolo

## 4.2 LASTENANALYSE

### 4.2.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht ist mit 25.0 kN/m<sup>3</sup> bewertet und wird automatisch vom Berechnungsprogramm berechnet.

Das Eigengewicht ist Teil der Berechnungsbedingung (Load Patterns) PROPRI.

### 4.2.2 Dauerlasten auf der Oberplatte

Die Dauerlast auf der Oberplatte besteht aus dem Gewicht der oberen Pflasterung, mit 30.0 kN/m<sup>3</sup> per 1.0 m Stärke bewertet, und dem Abdeckungsmaterial, mit 20.0 kN/m<sup>3</sup> per 0.48 m Höhe bewertet.

Die Dauerlasten auf der Oberplatte sind Teil der Berechnungsbedingung (Load Patterns) PERSUP.

$$PERSUP = S_{Pav.} \cdot \gamma_{Pav.} + S_{Ric.} \cdot \gamma_{Ric.} =$$

$$PERSUP = 0.10 \cdot 30 + 0.48 \cdot 20 = 12.60 \text{ kN/m}$$

### 4.2.3 Bodenschub

Der Bodendruck wird aufgrund der Annahme von mechanischen Abdeckungseigenschaften bewertet, mit folgenden charakteristischen Werten:

- charakteristischer Gewicht per Volumeneinheit:

$$\gamma_k = 20.0 \text{ kN/m}^3$$

- charakteristischer innere Reibungswinkel:

$$\phi_k = 35^\circ$$

Durch Anwendung der Teilkoeffizienten, welche in Tabelle 6.2.II des M.D.14.01.2008 für die Kombinationen STR angegebenen sind, erhält man folgende Planwerte zur Schuberechnung:

$$\gamma_\gamma = 1.0 \rightarrow \gamma_d = \frac{\gamma_k}{1.0} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_\phi = 1.0 \rightarrow \phi_d = \arctan(\tan 35^\circ / 1.0) = 35^\circ$$

Der Ruheschubkoeffizient ist laut Jaky von:

$$K_0^{STR} = 1 - \sin \phi_d = 1 - \sin 35^\circ = 0.426$$

Der Schubwert auf die Struktur auf Plattenachsenhöhe ist von:

$$s_{t1} = K_0^{STR} \cdot \gamma_d \cdot h =$$

$$s_{t1} = 0.426 \cdot (0.1 \cdot 30 + 0.78 \cdot 20) = 7.93 \text{ kN/m}$$

Der Bodenschubwert auf die Struktur auf Fundamentachsenhöhe ist von:

$$s_{t3} = s_{t1} + K_0^{STR} \cdot \gamma_d \cdot h =$$

$$s_{t3} = 7.93 + 0.426 \cdot 20 \cdot 3.45 = 37.35 \text{ kN/m}$$

## 4.2 ANALISI DEI CARICHI

### 4.2.1 Peso proprio

Il peso proprio è valutato in ragione di 25.0 kN/m<sup>3</sup> ed è computato automaticamente dal programma di calcolo.

Il peso proprio è parte della condizione di carico (Load Patterns) PROPRI.

### 4.2.2 Carichi permanenti sulla soletta superiore

Il carico permanente sulla soletta superiore è costituito dal peso della pavimentazione superiore, valutato in ragione di 30.0 kN/m<sup>3</sup> per uno spessore pari a 0.10 m, e dal materiale di ricoprimento, valutato in ragione di 20.0 kN/m<sup>3</sup> e per un'altezza di 0.48 m.

I carichi permanenti sulla soletta superiore sono parte della condizione di carico (Load Patterns) PERSUP.

### 4.2.3 Spinta delle terre

La spinta del terreno è valutata in base all'assunzione di un terreno di ricoprimento avente proprietà meccaniche con i seguenti valori caratteristici:

- peso caratteristico per unità di volume:

$$\gamma_k = 20.0 \text{ kN/m}^3$$

- angolo caratteristico di attrito interno:

$$\phi_k = 35^\circ$$

Applicando ai parametri geotecnici i coefficienti parziali indicati nella tabella 6.2.II del D.M. 14.01.2008 per le combinazioni STR, si ottengono i seguenti valori di progetto con i quali calcolare la spinta:

Il coefficiente di spinta a riposo secondo Jaky è pari a:

Il valore di spinta sulla struttura, a livello dell'asse della soletta, è pari a:

Il valore di spinta delle terre sulla struttura a livello dell'asse della fondazione è pari a:

Durch Anwendung der, in Tabelle 6.2.II des M.D.14.01.2008 für die Kombinationen GEO, angegebenen Teilkoeffizienten an die geotechnischen Parameter erhält man folgende Planwerte zur Schuberechnung:

$$\gamma_\gamma = 1.0 \rightarrow \gamma_d = \frac{\gamma_k}{1.0} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_\phi = 1.25 \rightarrow \phi_d = \arctg((\tan 35^\circ)/1.25) = 29.26^\circ$$

Der Ruheschubkoeffizient ist laut Jaky von:

$$K_0^{GEO} = 1 - \sin \phi_d = 1 - \sin 29.26^\circ = 0.5112$$

Der Schubwert auf die Struktur auf Plattenachsenhöhe ist von:

$$s_{t1} = K_0^{GEO} \cdot \gamma_d \cdot h =$$

$$s_{t1} = 0.5112 \cdot (0.1 \cdot 30 + 0.78 \cdot 20) = 9.51 \text{ kN/m}$$

Der Bodenschubwert auf die Fundamentachsenhöhe ist von:

$$s_{t3} = s_{t1} + K_0^{GEO} \cdot \gamma_d \cdot h =$$

$$s_{t3} = 9.51 + 0.5112 \cdot 20 \cdot 3.45 = 44.79 \text{ kN/m}$$

Diese Lasten werden im Berechnungsprogramm in den Lastenbedingungen SPT-SX (Ruheschub auf das linke Widerlager), SPT-DX (Ruheschub auf das rechte Widerlager), SPTd-SX (Ruheschub auf das linke Widerlager mit geteiltem Reibungswinkel), SPTd-DX (Ruheschub auf das rechte Widerlager mit geteiltem Reibungswinkel) eingefügt.

#### 4.2.4 Variable Verkehrsüberlast auf der Oberplatte

Die wirkende Verkehrslast auf der Oberplatte besteht aus den, im D.M. 14/01/2008 Absatz 5.1.3.3, bestimmten Verkehrsbahnen welche zweckmäßiger Weise auf der Abdeckung verteilt sind.

Inbesondere, laut Lastenschema 1 der Regelung, hat man folgende Lasten:

- Normale Fahrbahn Nr.1:  
besteht aus einer auf zwei Tandem-Achsen konzentrierten Last (mit Achsenlast Q1k von 300 kN) und gleichmäßig verteilten Lasten q<sub>1k</sub> (9.00 kN/m<sup>2</sup>);
- Normale Fahrbahn Nr.2:  
besteht aus einer auf zwei Tandem-Achsen konzentrierten Last (mit Achsenlast Q2k von 200 kN) und gleichmäßig verteilten Lasten q<sub>2k</sub> (2.50 kN/m<sup>2</sup>);
- Normale Fahrbahn Nr.3:  
besteht aus einer auf zwei Tandem-Achsen konzentrierten Last (mit Achsenlast Q3k von 100 kN) und gleichmäßig verteilten Lasten q<sub>3k</sub> (2.50 kN/m<sup>2</sup>);

Applicando ai parametri geotecnici i coefficienti parziali indicati nella tabella 6.2.II del D.M. 14.01.2008 per le combinazioni GEO, si ottengono i seguenti valori di progetto con i quali calcolare la spinta:

Il coefficiente di spinta a riposo secondo Jaky è pari a:

Il valore di spinta sulla struttura, a livello dell'asse della soletta, è pari a:

Il valore di spinta delle terre sulla struttura a livello dell'asse della fondazione è pari a:

Tali carichi vengono inseriti nel programma di calcolo nelle condizioni di carico SPT-SX (spinte a riposo sul piedritto di sinistra), SPT-DX (spinte a riposo sul piedritto di destra), SPTd-SX (spinte a riposo sul piedritto di sinistra con angolo di attrito parzializzato) e SPTd-DX (spinte a riposo sul piedritto di destra con angolo di attrito parzializzato).

#### 4.2.4 Sovraccarico variabile da traffico sulla soletta superiore

Il sovraccarico accidentale agente sulla soletta superiore è costituito dalle corsie di traffico definita nel D.M. 14/01/2008 paragrafo 5.1.3.3, opportunamente diffuse nello strato di ricoprimento superiore.

In particolare, secondo lo schema di carico 1 da normativa, si hanno i seguenti carichi :

- Corsia convenzionale n°1:  
costituita un carico concentrato su due assi in tandem (con carico di un asse Q<sub>1k</sub> pari a 300 kN) e da carichi uniformemente distribuiti q<sub>1k</sub> (pari a 9.00 kN/m<sup>2</sup>);
- Corsia convenzionale n°2:  
costituita un carico concentrato su due assi in tandem (con carico di un asse Q<sub>2k</sub> pari a 200 kN) e da carichi uniformemente distribuiti q<sub>2k</sub> (pari a 2.50 kN/m<sup>2</sup>);
- Corsia convenzionale n°3:  
costituita un carico concentrato su due assi in tandem (con carico di un asse Q<sub>3k</sub> pari a 100 kN) e da carichi uniformemente distribuiti q<sub>3k</sub> (pari a 2.50 kN/m<sup>2</sup>);

Die Verteilung erfolgt mit einem 45° Winkel sowohl im Boden als auch im Beton. Die Tandem-Lasten werden demnach als gleichmäßig verteilte Lasten auf der Oberplatte behandelt.

Unter Berücksichtigung dreier Lastenausbreitungen, wird die Zufallswirkung, welche auf der Platte wirkt, laut folgendem Term für die Lastenbedingungen ACCSUP-1-2-3 berechnet:

$$Q_{ACCSUP-1} = \frac{2 \cdot Q_{1k} + 2 \cdot Q_{2k} + 2 \cdot Q_{3k}}{L_{long-sup} \cdot L_{trasv-sup}}$$

Die gleichmäßige Last aus der Regelung (9.00 kN/m<sup>2</sup> und 2.5 kN/m<sup>2</sup>) wird stattdessen gleichmäßig auf einem rechteckigen Abdruck 3.00x2.20m verteilt und in die Lastbedingung ACCSUP-4 eingefügt.

$$Q_{ACCSUP-4} = \frac{q_{1k} + q_{2k} + q_{3k}}{L_{long-sup} \cdot L_{trasv-sup}}$$

Man bemerke, dass die drei unterschiedlichen Lastfälle nur dann unterschieden sind wenn die Verteilungslänge längs der Beckenachse (L<sub>long</sub>) niedriger als deren Außenbreite (B<sub>i</sub>+2×S<sub>p</sub>) ist; anderenfalls stimmen die drei Lastfälle überein.

#### 4.2.4.1 Schübe von Verkehrslasten

Insbesondere werden die gleichmäßigen Verkehrslasten auf der oberen Pflasterung, mit einem 3.00m×2.20m großen rechteckigen Abdruck, wirken, während die Tandem-Lasten auf einem 2.40×1.60m großen Abdruck wirken. Die Tandem-Lasten werden bis auf Höhe der Fundamentachse 'verteilt' (mit einem 45° Winkel zur Vertikalen), während die gleichmäßig verteilten Verkehrslasten (von 9.00 kN/m<sup>2</sup> und 2.5 kN/m<sup>2</sup> jeweils für die erste und zweite Lastenausbreitung) bis auf Plattenhöhe verteilt werden und bis auf Fundamentachsenhöhe konstant bleiben.

#### Verteilung der Tandem-Lasten parallel zur Straßenachse:

Die Verteilungsbreite der Tandem-Lasten quer zur Beckenachse hängt von der Bodenabdeckungsstärke ab, welche auf die Platte wirkt, und entspricht:

$$L_{long-sup} = 2.40 + 2 \left( H_{ric-sup} \cdot \tan(45^\circ) + S_{sol}/2 \cdot \tan(45^\circ) \right) =$$

Wenn:

$$L_{long-sup} \leq B_i + 2 \cdot S_p$$

Sonst:

$$L_{long-sup} = 2.40 + 2 \left( H_{ric-sup} \cdot \tan(45^\circ) \right) =$$

La diffusione avviene con un angolo di 45° sia nel terreno che nel cls. I carichi tandem vengono quindi trattati come carichi uniformemente distribuiti sulla soletta superiore.

Considerando tre stese di carico, l'azione accidentale agente sulla soletta viene calcolata secondo la seguente espressione per le condizioni di carico ACCSUP-1-2-3:

Il carico uniforme da normativa (9.00 kN/m<sup>2</sup> e 2.5 kN/m<sup>2</sup>) viene invece uniformemente distribuito su un'impronta rettangolare 3.00m x 2.20m e inserito nella condizione di carico ACCSUP-4.

Si noti che i tre differenti casi di carico sono distinti solo se la lunghezza di diffusione in direzione trasversale all'asse della vasca (L<sub>long</sub>) risulta inferiore alla sua larghezza esterna (B<sub>i</sub>+2×S<sub>p</sub>); in caso contrario i tre casi di carico vengono a coincidere.

#### 4.2.4.1 Spinte dovute ai sovraccarichi accidentali

In particolare, i sovraccarichi accidentali uniformi agiranno a livello della pavimentazione superiore su un'impronta rettangolare di dimensioni 3.00m×2.20m, mentre i carichi tandem su un'impronta di dimensioni 2.40m×1.60m. I carichi tandem vengono 'diffusi' fino alla quota d'asse della fondazione (con un angolo di 45° rispetto alla verticale), mentre i sovraccarichi uniformemente distribuiti (pari a 9.00 kN/m<sup>2</sup> e 2.50 kN/m<sup>2</sup> rispettivamente per la prima e la seconda stesa di carico) vengono diffusi fino alla quota della soletta e mantenuti costanti fino alla quota d'asse della fondazione

#### Diffusione dei carichi tandem in direzione parallela all'asse stradale:

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione trasversale all'asse della vasca dipende dallo spessore del terreno di ricoprimento gravante sulla soletta ed è pari a:

Se:

Altrimenti:

Wenn:

Se:

$$L_{long-sup} > B_i + 2 \cdot S_p$$

Schließlich:

Infine:

$$L_{long-inf} = 2.40 + 2(H_{ric-sup} \cdot \tan(45^\circ) + S_{sol} \cdot \tan(45^\circ) + H_i + S_{fon}/2) =$$

Wobei:

dove:

- $H_{ric-sup} = 0.58$  m (Gesamtstärke der Abdeckung);
- $S_{sol} = 0.60$  m (Plattenstärke);
- $S_p = 0.60$  m (Widerlagerstärke);
- $B_i = 6.50$  m Innenbreite.
- $H_{ric-sup} = 0.58$  m (spessore totale del ricoprimento superiore);
- $S_{sol} = 0.60$  m (spessore della soletta);
- $S_p = 0.60$  m (spessore dei piedritti);
- $B_i = 6.50$  m larghezza interna.

Man erhält also:

Si ottengono quindi:

$$L_{long-sup} = 4.16m$$

$$L_{long-inf} = 11.06m$$

**Verteilung der Tandem-Lasten senkrecht zur Straßenachse:**

**Diffusione dei carichi tandem in direzione perpendicolare all'asse stradale:**

Die Verteilungsbreite der Tandem-Lasten längs zur Beckenachse hängt von der Bodenabdeckungsstärke ab, welche auf die Platte wirkt, und entspricht:

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale all'asse della vasca dipende dallo spessore del terreno di ricoprimento gravante sulla soletta ed è pari a:

$$L_{trasv-sup} = 1.60 + 2(H_{ric-sup} \cdot \tan(45^\circ) + S_{sol}/2 \cdot \tan(45^\circ))$$

$$L_{trasv-inf} = 1.60 + 2(H_{ric-sup} + S_{sol} + H_i + S_{fon}/2) \cdot \tan(45^\circ)$$

Man erhält demnach:

Si ottengono quindi:

$$L_{trasv-sup} = 3.36m$$

$$L_{trasv-inf} = 10.26m$$

**Verteilung der Lasten parallel zur Straßenachse:**

**Diffusione dei carichi distribuiti in direzione parallela all'asse stradale:**

Die Verteilungsbreite der Lasten parallel zur Kanalschachtachse hängt von der Bodenabdeckungsstärke, welche auf die Platte wirkt, sowie der Kanalschachtmaßen ab und entspricht:

La larghezza di diffusione del carico distribuito in direzione parallela all'asse del tombino dipende dallo spessore del terreno di ricoprimento gravante sulla soletta e dalle dimensioni del tombino ed è pari a:

$$L_{trasv-sup} = 3.00 + 2(H_{ric-sup} \cdot \tan(45^\circ) + S_{sol}/2 \cdot \tan(45^\circ))$$

Es ergibt:

Si ottiene:

$$L_{trasv-sup} = 4.16m$$

- Auf Grund der Verteilung der Tandem-Lasten auf die Platte werden nur zwei auf ihr lastenden Fahrbahnen berücksichtigt:
- Vista l'impronta della diffusione dei carichi tandem sulla soletta si considerano solo due corsie gravanti su di essa:

$$Q_{ACCSUP-1} = \frac{2 \cdot Q_{1k} + 2 \cdot Q_{2k}}{L_{long-sup} \cdot L_{trasv-sup}}$$

$$Q_{ACCSUP-1} = \frac{2 \cdot 300 + 2 \cdot 200}{4.16 \cdot 3.36} = 71.54 \text{ kN/m}$$

- Verkehrslast auf der Platte aufgrund der verteilten Lasten:
- Sovraccarico accidentale sulla soletta dovuto ai carichi distribuiti:

$$Q_{ACCSUP-4} = \frac{q_{1k} + q_{2k}}{L_{trav-sup}}$$

$$Q_{ACCSUP-4} = \frac{9 + 2.5}{4.16} = 2.76 \text{ kN/m}$$

- Seitlich wird sicherheitshalber die Wirkung, welche aus der Gegenwart der dritten Lastfahrbahn erzeugt wird, beigefügt um die gravierendste Bedingung zu simulieren:
- Lateralmente viene aggiunta a favore di sicurezza l'azione prodotta dalla presenza della terza corsia di carico in modo da simulare la condizione più gravosa:

$$Q_{acc,l-1} = \frac{2 \cdot Q_{1k} + 2 \cdot Q_{2k} + 2 \cdot Q_{3k}}{L_{long-sup} \cdot L_{trav-sup}}$$

$$Q_{acc,l-1} = \frac{2 \cdot 300 + 2 \cdot 200 + 2 \cdot 100}{4.16 \cdot 3.36} = 85.85 \text{ kN/m}$$

- Seitliche Verkehrslast auf Fundamentachsenhöhe der Tandem-Lasten:
- Sovraccarico accidentale laterale a quota asse fondazione carichi tandem:

$$Q_{acc,l-2} = \frac{2 \cdot Q_{1k} + 2 \cdot Q_{2k} + 2 \cdot Q_{3k}}{L_{long-inf} \cdot L_{trav-inf}}$$

$$Q_{acc,l-2} = \frac{2 \cdot 300 + 2 \cdot 200 + 2 \cdot 100}{10.26 \cdot 11.06} = 10.57 \text{ kN/m}$$

- Seitliche Verkehrslast auf den Widerlagern auf Grund der verteilten Lasten:
- Sovraccarico accidentale laterale sui ritii dovuto ai carichi distribuiti:

$$Q_{acc,l-3} = \frac{q_{1k}}{L_{trav-sup}}$$

$$Q_{acc,l-3} = \frac{9}{4.16} = 2.16 \text{ kN/m}$$

Durch Multiplizieren der erhaltenen Werte durch die Ruheschubkoeffizienten der Bedingungen STR und GEO, erhält man die seitlichen Schubwerte. Moltiplicando i valori trovati per i coefficienti di spinta a riposo per le condizioni STR e GEO si avranno i valori di spinta laterale.

#### 4.2.5 Innere hydraulische Last

#### 4.2.5 Carico idraulico interno

Die Höhe des inneren Wasserdrucks (der inneren Nutz-Höhe gleichwertig angenommen) und demnach die hydraulische Last sind von: L'altezza del battente idraulico interno (considerata pari all'intera altezza interna utile) e quindi il carico idraulico risultano pari a:

$$IDRO = h_{int.} \cdot \gamma_{h_2o} =$$

$$IDRO = 2.80 \cdot 10 = 28 \text{ kN/m}^2$$

wobei:

dove:

- $h_{int.}$  Höhe des inneren Wasserdrucks ;
- $h_{int.}$  altezza del battente idraulico interno;

Bei innerem Wasserdrucks, hat man konsequenterweise einen Wasserschub auf den Beckenwänden mit einer dreieckigen Verteilung und maximale Intensität von:

Congruentemente alla presenza del carico idraulico interno si ha una spinta dell'acqua sulle pareti della vasca, avente distribuzione triangolare e intensità massima pari a:

$$S_{wi} = 28\text{kN/m}^2$$

Die obengenannte Last ist in der Lastbedingung IDRO eingefügt.

Il carico suddetto è inserito nella condizione di carico IDRO.



#### 4.2.6 Temperaturschwankungen

Auf der Platte wird eine wirkende Wärmelast aus gleichmäßige Temperaturschwankung ( $\Delta T_{unif}$ ) und variable Linearschwankung zwischen Innen- und Außenseite ( $\delta T_{var}$ ) berücksichtigt, während auf den Widerlagern nur die wirkende thermische Linearschwankung erfasst wird.

Im Berechnungsmodell werden folgende Werte erfasst:

$$\Delta T_{unif} = 10^{\circ}\text{C}$$

$$\delta T_{var} = 5^{\circ}\text{C}$$

Diese Lasten werden jeweils in den Lastbedingungen TEMPUNI und TEMPVAR eingefügt; in den Lastkombinationen werden sämtliche mögliche Anzeichen Kombinationen (Erwärmung und Abkühlung) berücksichtigt.

#### 4.2.7 Platten Schrumpfung

Es werden Schrumpfungsphänomene des Plattenbetons erfasst; insbesondere wird eine solch äquivalente Temperaturschwankung ( $\Delta T_{ritiro}$ ) angewandt, dass 1/3 der gesamten Schrumpfungsverformung erzeugt wird (der mindernde Koeffizient wird auf 1/3 festgelegt, weil die Langzeitwirkungen berücksichtigt werden). Die äquivalente thermische Kraft wird laut folgende Formel berechnet:

$$\Delta T_{ritiro} = -(\varepsilon_{cs} \cdot \alpha_t) / 3$$

wobei:

- $\alpha_t$  = Koeffizient der thermischen Betondehnung (von  $10 \times 10^{-6}$ ).
- $\varepsilon_{cs}$  = gesamte Schrumpfungsverformung, berechnet laut Formel 11.2.6 del D.M. 14/01/2008:

mit:

- $\varepsilon_{cd}$  = Austrocknung Schrumpfungsverformung;
- $\varepsilon_{ca}$  = autogene Schrumpfungsverformung.

Es wird eine relative Feuchtigkeit von 75% berücksichtigt. In Anbetracht des Absatzes 11.2.10.6 der Technischen Normen für Bauwerke erhält man folgende Größen:

#### 4.2.6 Variazioni termiche

Sulla soletta viene considerato agente un carico termico composto da una variazione uniforme di temperatura ( $\Delta T_{unif}$ ) e da una variazione linearmente variabile tra intradosso ed estradosso ( $\delta T_{var}$ ), mentre sui piedritti viene considerato agente solo la variazione termica lineare.

Nel modello di calcolo si considerano i seguenti valori:

Tali carichi vengono inseriti rispettivamente nelle condizioni di carico TEMPUNI e TEMPVAR; nelle combinazioni di carico vengono considerate tutte le possibili combinazioni di segno (riscaldamento e raffreddamento).

#### 4.2.7 Ritiro della soletta

Vengono considerati i fenomeni di ritiro del cls della soletta; in particolare si applica una variazione termica equivalente ( $\Delta T_{ritiro}$ ) tale da generare 1/3 della deformazione totale da ritiro (il coefficiente riduttivo è posto pari ad 1/3 poichè si considerano gli effetti a lungo termine). La forza termica equivalente viene considerata calcolata secondo la seguente formula:

dove:

- $\alpha_t$  = coefficiente di dilatazione termica del cls (pari a  $10 \times 10^{-6}$ ).
- $\varepsilon_{cs}$  = deformazione totale da ritiro, calcolata secondo la formula 11.2.6 del D.M. 14/01/2008:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

con:

- $\varepsilon_{cd}$  = deformazione per ritiro da essiccamento;
- $\varepsilon_{ca}$  = deformazione per ritiro autogeno.

Si considera un'umidità relativa pari a 75%. In base al paragrafo 11.2.10.6 delle Norme Tecniche per le Costruzioni si ottengono le seguenti grandezze:

Area trasversale del tombino (Ac) Querfläche des Kanalschachts (Ac)	0.6	m <sup>2</sup>
Perimetro della sezione esposta all'aria (u) Umfang der Luft ausgesetzten Schnitts (u)	2	m
Spessore fittizio (h0) Fiktive Stärke (h0)	0.6	m
Resistenza caratteristica cilindrica del cls (fck) Charakteristischer Betonzylinderwiderstand (fck)	33.20	N/mm <sup>2</sup>
Deformaz. da ritiro per essiccamento a t=0 (εc0) Austrocknung Schrumpfungsverformung bei t=0 (εc0)	-0.00030	-
Coefficiente per ritiro a lungo termine (kh) Langzeit Schrumpfkoeffizient (kh)	0.70	-
Deformaz. da ritiro per essiccamento a t=∞ (εcd) Austrocknung Schrumpfungsverformung bei t=∞ (εcd)	-0.00021	-
Deformaz. per ritiro autogeno a t=∞ (εca) Autogene Schrumpfungsverformung bei t=∞ (εca)	0.00006	-
Deformaz. totale per ritiro a t=∞ (εcs) Gesamte Schrumpfungsverformung bei t=∞ (εcs)	-0.00027	-

Tabelle 1: Charakterisierende Parameter des Schrumpfungsphänomen der Beckenplatte

Tabella 1: Parametri caratterizzanti il fenomeno del ritiro della soletta della vasca

Im Berechnungsmodell wird daher folgende äquivalente  $\Delta T$  Wert berücksichtigt von:

Nel modello di calcolo si considera pertanto il seguente valore di  $\Delta T$  equivalente pari a :

$$\Delta T_{ritiro} = -8.93^{\circ}\text{C}$$

Diese Last wird in die Lastbedingung RITIRO eingefügt.

Tale carico verrà inserito nella condizione di carico RITIRO.

#### 4.2.8 Seismische Wirkungen

#### 4.2.8 Azioni sismiche

Das MD 14/01/2008 sieht vor, dass einer seismischen Bewegung nachfolgende Wirkungen durch äquivalente statische Wirkungen oder Rückmeldespektren, je nach zu realisierendem Bauwerk, berechnet werden können.

Il DM 14/01/2008 prevede che le azioni conseguenti al moto sismico possono essere modellate mediante azioni statiche equivalenti o spettri di risposta, a seconda del tipo di opera da realizzare.

In den pseudo-statischen Methoden wird die seismische Wirkung durch eine äquivalente statische Wirkung dargestellt, in Raum und Zeit konstant, proportional zum erfassten Bodenvolumengewicht  $W$ . Diese Kraft hängt von den Charakteristiken der erwarteten seismischen Bewegung im Bodenvolumen ab, sowie von der Fähigkeit dieses Volumens Verschiebungen zu ertragen, ohne bedeutende Widerstandsverluste zu erleiden. In den Überprüfungen des Grenzzustands der Tragfähigkeit, mangels spezifische Studien, können die horizontale und vertikale Komponente dieser Kraft mittels direkte Proportionalitätskoeffizienten, sogenannte horizontale und vertikale seismische Koeffiziente, respektive mit  $k_h$  und  $k_v$ , ausgedrückt werden. Die Werte, der horizontalen  $k_h$  und

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno  $W$  considerato. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche alla stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi mediante dei coefficienti di proporzionalità diretta denominati coefficienti sismici orizzontale e verticale e indicati con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente. I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$

vertikalen  $k_v$  seismischen Koeffizienten, können durch die Ausdrücke (§ 7.11.6.2.1 des M.D. 14.01.2008) bewertet werden: e vertikale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni (§ 7.11.6.2.1 del D.M. 14.01.2008):

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

Mit:

Con:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$$

$$k_v = \beta_m \cdot a_{max}/g$$

Wobei:

Dove:

- $a_{max}$  = maximale horizontale am Standort erwartete Beschleunigung;
- $g$  = Gravitationsbeschleunigung;
- $\beta_m$ =Minderungskoeffizient von  $a_{max}$  (Tab. 7.11.II).

- $a_{max}$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- $g$  = accelerazione di gravità;
- $\beta_m$ =coefficiente di riduzione di  $a_{max}$  (Tab. 7.11.II).

Für Bauwerke welche nicht in der Lage sind relative Bodenverschiebungen zu ertragen nimmt der Koeffizient  $\beta_m$  einen Einheitswert ein.

Per opere che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

Die Höchstbeschleunigung kann durch folgendes Verhältnis bewertete werden:

L'accelerazione massima può essere valutata mediante la seguente relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Wobei:

Dove:

- $S_S$ = stratigraphischer Verstärkungskoeffizient (Tab. 3.2.V);
- $S_T$ = topographischer Verstärkungskoeffizient (Tab. 3.2.VI);
- $a_g$  = maximale horizontale am steifen Bezugsstandort erwartete Beschleunigung.

- $S_S$ = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V);
- $S_T$ = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI);
- $a_g$ = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Die Berechnung des Bodenschubs auf den Widerlagern des Schachtelartefakts wurde durch Gleichstellung dieses Bauwerks mit einem steifen Stützwerk, welches nicht in der Lage ist relative Bodenverschiebungen zu ertragen, berechnet; der Wert des Reduzierungskoeffizient der erwarteten maximalen Beschleunigung am Standort  $\beta_m$  kann mit 1 erfasst werden.

Il calcolo delle spinte delle terre sui ritti del manufatto scatolare è stato eseguito assimilando tale opera ad una di sostegno rigida, che non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno; il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito  $\beta_m$  può essere considerato pari a 1.

Für die seismischen Koeffizienten am Schädengrenzzustand (SLD) hat man:

Per i coefficienti sismici allo stato limite di danno (SLD) si ha:

$$a_{max} = 1.5 \cdot 1 \cdot 0.040 = 0.06g$$

$$k_h^{SLD} = 1 \cdot 0.060 = 0.060g$$

$$k_v^{SLD} = \pm 0.5 \cdot 0.060 = 0.030g$$

Für die seismischen Koeffizienten am Lebensschutzgrenzzustand (SLV) hat man:

Per i coefficienti sismici allo stato limite di salvaguardia della Vita (SLV) si ha:

$$a_{max} = 1.5 \cdot 1 \cdot 0.064 = 0.096g$$

$$k_h^{SLD} = 1 \cdot 0.096 = 0.096g$$

$$k_v^{SLD} = \pm 0.5 \cdot 0.060 = 0.048g$$

#### 4.2.8.1 Seismische Überlastungen von Eigengewicht

Der Eigengewicht der Querschnittelemente des Betonbeckens wird durch folgende angemessenen Koeffizienten gesteigert:

- Horizontaler seismischer Koeffizient ( $K_H$ )

$$K_H = \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g / g$$

- Vertikaler seismischer Koeffizient ( $K_V$ ):

$$K_V = 0.5 \cdot \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g / g$$

wobei:

- $\beta_m$  = Reduzierungskoeffizient der am Standort erwarteten maximalen Beschleunigung. (= 1);
- $S_S$  = stratigraphischer Verstärkungskoeffizient;
- $S_T$  = topographischer Verstärkungskoeffizient;
- $a_g$  = am Standort erwartete maximale Beschleunigung des berücksichtigten Grenzzustandes;
- $g$  = Gravitationsbeschleunigung.

Wenn also die Werte der seismischen Koeffizienten des SLD und SLV des vorhergehenden Absatzes wieder aufgenommen werden, hat man:

$$k_h^{SLD} = 1 \cdot 0.060 = 0.060g$$

$$k_v^{SLD} = \pm 0.5 \cdot 0.060 = 0.030g$$

$$k_h^{SLV} = 1 \cdot 0.096 = 0.096g$$

$$k_v^{SLV} = \pm 0.5 \cdot 0.060 = 0.048g$$

Diese Lasten werden in den Lastbedingungen G1-SLD-X (horizontale seismische Komponente des Schädengrenzzustandes), G1-SLD-Z (vertikale seismische Komponente des Schädengrenzzustandes), G1-SLVd-X (horizontale seismische Komponente des Lebensschutzgrenzzustandes) sowie G1-SLVd-Z (vertikale seismische Komponente des Lebensschutzgrenzzustandes) eingefügt.

#### 4.2.8.2 Seismische Dauerüberlastungen

Ähnlich wie beim Eigengewicht, ergibt sich die seismische Dauerüberlastung aus der Multiplizierung der Dauerlast auf der Platte durch die horizontalen und vertikalen seismischen Koeffizienten.

Diese Lasten werden in den Lastbedingungen G1-SLD-X (horizontale seismische Komponente des Schädengrenzzustandes), G1-SLD-Z (vertikale seismische Komponente des

#### 4.2.8.1 Sovraccarichi sismici da peso proprio

Il peso proprio degli elementi della sezione trasversale della vasca in c.a. viene incrementato tramite i seguenti opportuni coefficienti:

- Coefficiente sismico orizzontale ( $K_H$ )

$$K_H = \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g / g$$

- Coefficiente sismico verticale ( $K_V$ ):

$$K_V = 0.5 \cdot \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g / g$$

dove:

- $\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito (pari a 1);
- $S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- $S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica;
- $a_g$  = accelerazione massima attesa al sito per lo Stato Limite considerato;
- $g$  = accelerazione di gravità.

Riprendendo dunque i valori dei coefficienti sismici allo SLD e allo SLV dal paragrafo precedente avremo:

Tali carichi vengono inseriti nelle condizioni di carico G1-SLD-X (componente sismica orizzontale a Stato Limite di Danno), G1-SLD-Z (componente sismica verticale a Stato Limite di Danno), G1-SLV-X (componente sismica orizzontale a Stato Limite di salvaguardia della Vita), G1-SLVd-X (componente sismica orizzontale a Stato Limite di salvaguardia della Vita con parametri del terreno parzializzati) e G1-SLV-Z (componente sismica verticale a Stato Limite di salvaguardia della Vita).

#### 4.2.8.2 Sovraccarichi sismici permanenti

Analogamente al peso proprio, il sovraccarico sismico permanente è ottenuto moltiplicando il carico permanente sulla soletta superiore per i coefficienti sismici orizzontali e verticali.

Tali carichi vengono inseriti nelle condizioni di carico G1-SLD-X (componente sismica orizzontale a Stato Limite di Danno), G1-SLD-Z (componente sismica verticale a Stato

Schadengrenzzustandes), G1-SLVd-X (horizontale seismische Komponente des Lebensschutzgrenzzustandes) sowie G1-SLVd-Z (vertikale seismische Komponente des Lebensschutzgrenzzustandes) eingefügt.

Limite di Danno), G1-SLV-X (componente sismica orizzontale a Stato Limite di salvaguardia della Vita), G1-SLVd-X (componente sismica orizzontale a Stato Limite di salvaguardia della Vita con parametri del terreno parzializzati) e G1-SLV-Z (componente sismica verticale a Stato Limite di salvaguardia della Vita).

#### 4.2.8.3 Seismischer Überschub des Bodens

Im untersuchten Fall (steife gänzlich gebundene Strukturen, damit sich im Boden kein aktiver Schub bilden kann) kann die dynamische Schubsteigerung des Bodens mit folgende Formel (Wood Theorie) berechnet werden:

$$\Delta P_d = \left( \frac{a_g}{g} \cdot S_S \cdot S_T \right) \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

wobei:

- $\gamma_t$  = Gewicht des abdeckenden Bodens;
- H = Höhe an der der Schub berechnet wird.

#### 4.2.8.3 Sovrappinte sismiche del terreno

Nel caso in esame, (strutture rigide completamente vincolate, in modo che non si possa sviluppare nel terreno uno stato di spinta attiva), l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato con la seguente formula (teoria di Wood):

dove:

- $\gamma_t$  = peso del terreno di ricoprimento;
- H = altezza alla quale si calcola la spinta.

#### 4.2.8.4 Innerer seismischer Wasserüberdruck

Der Wasserdruck im Inneren des Stahlträgers erzeugt während des Erdbebens einen Steigerungsschub auf einem Widerlager (je nach Erdbebenrichtung). Diese Steigerung wird dem zuvor festgelegten hydrostatischen Schub summiert und mit der Tiefe linear variabel übernommen, laut folgendem Term:

$$\Delta S_{wi} = \frac{7}{8} \cdot \gamma_w \cdot H_i \cdot K_H$$

wobei:

- $\gamma_w$  = spezifisches Gewicht des Wassers;
- $H_i$  = Innenhöhe des Stahlträgers;
- $K_H$  = horizontaler seismischer Koeffizient des berücksichtigten Grenzzustands.

Diese Lasten werden in den benannten Bedingungen G3-SLD-X (seismischer Überschub des Schadengrenzzustandes) sowie G3-SLV-X (seismischer Überschub des Lebensschutzgrenzzustandes) eingefügt.

#### 4.2.8.4 Sovraccarico sismico idraulico interno

Il carico idraulico interno allo scatolare provoca durante il sisma un incremento di spinta su un piedritto (a seconda della direzione del sisma). Tale incremento si somma alla spinta idrostatica definita in precedenza e si assume linearmente variabile con la profondità secondo la seguente espressione:

dove:

- $\gamma_w$  = peso specifico dell'acqua;
- $H_i$  = altezza interna dello scatolare;
- $K_H$  = coefficiente sismico orizzontale per lo Stato Limite considerato.

Tali carichi vengono inseriti nelle condizioni denominate G3-SLD-X (sovrappinta sismica a Stato Limite di Danno) e G3-SLV-X (sovrappinta sismica a Stato Limite di salvaguardia della Vita).

#### 4.2.8.5 Fälle und Lastkombinationen

In Folge werden die Tabellen der benutzten Lastkombinationen erläutert, gemäß den technischen Daten des M.D. 14/01/2008 (Absätze 2.5.3 und 5.1.3.12).

Die Elementarlasten werden in folgende Tabelle rekapituliert:

#### 4.2.8.5 Casi e combinazioni di carico

Di seguito vengono presentate le tabelle delle combinazioni di carico utilizzate, conformi alla specifiche del D.M. 14/01/2008 (paragrafi 2.5.3 e 5.1.3.12).

I carichi elementari vengono riepilogati nella seguente tabella:

<b>PROPRI</b>	Peso proprio dello scatolare;
<b>PERSUP</b>	Carichi permanenti sulla soletta superiore;
<b>PERINF</b>	Carichi permanenti sulla soletta inferiore ( <i>solo per scatolari non idraulici</i> );
<b>SPT-SX</b>	Spinte del terreno a riposo sul piedritto di sinistra;
<b>SPTd-SX</b>	Spinte del terreno a riposo sul piedritto di sinistra con angolo di attrito parzializzato;
<b>SPT-DX</b>	Spinte del terreno a riposo sul piedritto di destra;
<b>SPTd-DX</b>	Spinte del terreno a riposo sul piedritto di destra con angolo di attrito parzializzato;
<b>SPW-FOND</b>	Sottospinta della falda freatica sulla fondazione ( <i>se presente</i> );
<b>SPW-SX</b>	Spinta della falda freatica sul piedritto di sinistra ( <i>se presente</i> );
<b>SPW-DX</b>	Spinta della falda freatica sul piedritto di sinistra ( <i>se presente</i> );
<b>IDRO</b>	Carico idraulico interno allo scatolare ( <i>se presente</i> );
<b>ACCINF</b>	Carichi accidentali interni allo scatolare ( <i>se presente</i> );
<b>ACCSUP-1</b>	Carichi accid. tandem sulla soletta superiore (max momento in mezzeria soletta);
<b>ACCSUP-2</b>	Carichi accid. tandem sulla soletta superiore (max taglio su soletta lato piedritto sinistro);
<b>ACCSUP-3</b>	Carichi accid. tandem sulla soletta superiore (max taglio su soletta lato piedritto destro);
<b>ACCSUP-4</b>	Carichi accid. uniformi (9 kN/m <sup>2</sup> ) su soletta superiore (contemporanei ai carichi tandem);
<b>ACCSUP-5</b>	Carichi accid. uniformi (20 kN/m <sup>2</sup> ) su soletta superiore (alternativi agli altri carichi);
<b>FREN</b>	Carichi da frenamento sulla soletta superiore;
<b>SPA-SX-1</b>	Spinte a riposo dovute ai sovraccarichi accidentali tandem sul piedritto di sinistra;
<b>SPA-SX-2</b>	Spinte a riposo dovute ai sovracc. accidentali uniformi (9 kN/m <sup>2</sup> ) sul piedritto di sinistra;
<b>SPA-SX-3</b>	Spinte a riposo dovute ai sovracc. accidentali uniformi (20 kN/m <sup>2</sup> ) sul piedritto di sinistra;
<b>SPAd-SX-1</b>	Spinte a riposo parzializzate dovute ai sovracc. accid. tandem sul piedritto sinistro;
<b>SPAd-SX-2</b>	Spinte a riposo parzializzate dovute ai sovracc. accid. da 9 kN/m <sup>2</sup> sul piedritto sinistro;
<b>SPAd-SX-3</b>	Spinte a riposo parzializzate dovute ai sovracc. accid. da 20 kN/m <sup>2</sup> sul piedritto sinistro;
<b>SPA-DX-1</b>	Spinte a riposo dovute ai sovraccarichi accidentali tandem sul piedritto di destra;
<b>SPA-DX-2</b>	Spinte a riposo dovute ai sovracc. accidentali uniformi (9 kN/m <sup>2</sup> ) sul piedritto di destra;
<b>SPA-DX-3</b>	Spinte a riposo dovute ai sovracc. accidentali uniformi (20 kN/m <sup>2</sup> ) sul piedritto di destra;
<b>SPAd-DX-1</b>	Spinte a riposo parzializzate dovute ai sovracc. accid. tandem sul piedritto destro;
<b>SPAd-DX-2</b>	Spinte a riposo parzializzate dovute ai sovracc. accid. da 9 kN/m <sup>2</sup> sul piedritto destro;
<b>SPAd-DX-3</b>	Spinte a riposo parzializzate dovute ai sovracc. accid. da 20 kN/m <sup>2</sup> sul piedritto destro;
<b>RITIRO</b>	Carico dovuto all'azione del ritiro del cls della soletta;
<b>TEMPUNI</b>	Carico termico uniforme sulla soletta;
<b>TEMPVAR</b>	Gradiente termico sulla soletta e sui piedritti;
<b>G1-SLD-X</b>	Azioni sismiche orizzontali dei carichi tipo G1 a Stato Limite di Danno;
<b>G1-SLD-Z</b>	Azioni sismiche verticali dei carichi tipo G1 a Stato Limite di Danno;
<b>G3-SLD-X</b>	Azioni sismiche orizzontali dei carichi tipo G3 a Stato Limite di Danno;
<b>G3-SLD-Z</b>	Azioni sismiche verticali dei carichi tipo G3 a Stato Limite di Danno;
<b>G1-SLV-X</b>	Azioni sismiche orizzontali dei carichi tipo G1 a Stato Limite di salvaguardia della Vita;
<b>G1-SLVd-X</b>	Azioni sismiche orizzontali dei carichi tipo G1 a Stato Limite di salvaguardia della Vita (con parzializzazione dei parametri geotecnici);
<b>G1-SLV-Z</b>	Azioni sismiche verticali dei carichi tipo G1 a Stato Limite di salvaguardia della Vita;
<b>G3-SLV-X</b>	Azioni sismiche orizzontali dei carichi tipo G3 a Stato Limite di salvaguardia della Vita;
<b>G3-SLV-Z</b>	Azioni sismiche verticali dei carichi tipo G3 a Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Tabelle 2: in das Berechnungsmodell eingefügte Lastfälle

Tabella 2: Casi di carico inseriti nel modello di calcolo



































Abbildung 10: Ermittlung des Verteilungsbalken in der Platte

Figura 10: Individuazione trave di ripartizione in soletta

#### 4.3.1 Statisches Schema

Der untersuchte ununterbrochene Balken hat 5 Spannweiten. Die Studie des Querschnitts wird in 2D durchgeführt mit Hilfe des Programms der Finite-Elemente SAP2000 Advanced. Sämtliche Elemente des Querschnitts werden als Rahmenelemente schematisiert, die Bodenverankerungen sind einfach an der Spannweite gestützt und an den Enden eingespannt. Daher ist das statische Schema folgendes:



Abbildung 11: Benutztes statische Schema zur Beschreibung des Plattenbalkenverhaltens.

#### 4.3.1 Schema statico

La trave in esame è continua a 5 campate. Lo studio della sezione trasversale viene effettuato in 2D con l'ausilio del programma di calcolo ad elementi finiti SAP2000 Advanced. Tutti gli elementi della sezione vengono schematizzati come elementi frame; i vincoli a terra sono di semplice appoggio in campata e di incastro alle estremità. Lo schema statico è dunque il seguente:

Figura 11: Schema statico utilizzato per descrivere il comportamento della trave di soletta

#### 4.3.2 Lastenanalyse

##### 4.3.2.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht des Betonbalkens wird mit 25.00 kN/m<sup>3</sup> eingeschätzt.

Der Bezug Lastfall ist PP benannt.

##### 4.3.2.2 Platteneigengewicht

Auf den Balken lastet das Ortbetonplattengewicht mit einer Stärke von 60 cm; die Einflussbreite ist von 3.55 m.

Die dem Platteneigengewicht entsprechende Last (aus dem das Balkengewicht abgezogen wird) ist entlang der gesamten Balkenentwicklung gleichmäßig verteilt und beträgt:

$$P_{getto} = 25[(3.55 + 0.60) - 25 \cdot (1.40 \cdot 0.60)] = 32.25 \text{ kN/m}$$

Der Bezug Lastfall ist GETTO benannt.

##### 4.3.2.3 Dauerlasten

Die Dauerlast besteht aus dem Gewicht der oberen Pflasterung, mit 30.0 kN/m<sup>3</sup> per 0.10 m Stärke bewertet, und dem Abdeckungsmaterial, mit 20.0 kN/m<sup>3</sup> per 0.48 m Höhe bewertet, das Ganze verteilt auf eine Einflussbreite von 3.55 m.

$$P_{erm} = (S_{Pav} \cdot \gamma_{Pav} + S_{Ric} \cdot \gamma_{Ric}) \cdot 3.55 = 44.73 \text{ kN/m}$$

Der Bezug Lastfall ist PERM benannt.

##### 4.3.2.4 Variable Verkehrslasten

Die variable Verkehrsüberlast ist mit 255 kN/m angenommen.

Die Lasten sind kombiniert worden um die Balkenbeanspruchungen zu maximieren.

#### 4.3.2 Analisi dei carichi

##### 4.3.2.1 Peso proprio

Il peso proprio della trave in c.a. viene valutato in ragione di 25.00 kN/m<sup>3</sup>.

Il caso di carico di riferimento è denominato PP.

##### 4.3.2.2 Peso proprio della soletta

Sulla trave insiste il peso della soletta in c.a. gettata in opera di spessore totale 60 cm; la larghezza di influenza risulta pari a 3.55 m.

Il carico corrispondente al peso proprio della soletta (da cui viene scorporato il peso della trave) è uniformemente distribuito lungo tutto lo sviluppo della trave e pari a:

Il caso di carico di riferimento è denominato GETTO.

##### 4.3.2.3 Carichi permanenti

Il carico permanente è costituito dal peso della pavimentazione superiore, valutato in ragione di 30.0 kN/m<sup>3</sup> per uno spessore pari a 0.10 m, e dal materiale di ricoprimento, valutato in ragione di 20.0 kN/m<sup>3</sup> per un'altezza di 0.48 m, il tutto distribuito sulla larghezza di influenza pari a 3.55 m.

Il caso di carico di riferimento è denominato PERM.

##### 4.3.2.4 Carichi variabili da traffico

Il sovraccarico variabile da traffico è posto pari a 255 kN/m.

I carichi sono stati combinati in modo da massimizzare le sollecitazioni sulla trave.

Der Bezug Lastfälle sind ACC-1, ACC-2, ACC-3, ACC-4 und ACC-5 benannt.

I casi di carico di riferimento sono denominati ACC-1, ACC-2, ACC-3, ACC-4 e ACC-5.

#### 4.3.2.5 Lastkombinationen

Es werden die für die strukturellen Überprüfungen benutzten Kombinationen aufgezeigt; mit der Benennung ACC wird das Geflecht aller in der Analyse eingefügten variablen Verkehrslasten angezeigt.

#### 4.3.2.5 Combinazioni di carico

Si riportano le combinazioni utilizzate per le verifiche strutturali, con la denominazione ACC è indicato l'involuppo di tutti i carichi variabili da traffico introdotti nell'analisi.

	PP	GETTO	PERM	ACC
SLE	1.00	1.00	1.00	1.00
SLF_FR	1.00	1.00	1.00	0.75
SLF_QP	1.00	1.00	1.00	0.00
SLU	1.35	1.35	1.35	1.35

Tabelle 21: Benutzte Lastkombinationen zur Überprüfung der Plattenverteilungsspur

Tabella 21: Combinazioni di carico usate per la verifica della trace di ripartizione della soletta

### 4.4 ANALYSE DES FUNDAMENTBALKENS

Nun wird mit der Bemessung und der Überprüfung der Stärke des Fundamentbalkens fortgefahren, welcher sich unter der Pfeilerreihe befindet mit einer Breite von 140 cm sowie einer Höhe von 70 cm.

### 4.4 ANALISI DELLA TRAVE DI FONDAZIONE

Si procede al dimensionamento ed alla verifica della trave di fondazione in spessore, posta al di sotto della fila di pilastri con larghezza pari a 140 cm e altezza di 70 cm.

#### 4.4.1 Statisches Schema

Wie der Plattenbalken ist der untersuchte Balken ununterbrochen mit 5 Spannweiten: 3 mit einer Länge von 360 cm, die erste und die letzte von 340 cm. Die Studie des Querschnitts wird in 2D durchgeführt mit Hilfe des Programms der Finite-Elemente SAP2000 Advanced. Sämtliche Elemente des Querschnitts werden als Rahmenelemente schematisiert, die Verankerungen an den Pfeilern sind einfach gestützt.

#### 4.4.1 Schema statico

Come per quella in soletta la trave in esame è continua a 5 campate: 3 di lunghezza pari a 360 cm, la prima e l'ultima di 340 cm. Lo studio della sezione trasversale viene effettuato in 2D con l'ausilio del programma di calcolo ad elementi finiti SAP2000 Advanced. Tutti gli elementi della sezione vengono schematizzati come elementi frame; i vincoli in corrispondenza dei pilastri sono di semplice appoggio.



Abbildung 12: Benutztes statische Schema zur Beschreibung des Fundamentbalkenverhaltens

Figura 12: schema statico utilizzato per descrivere il comportamento della trave di fondazione

#### 4.4.2 Lastenanalyse

Die Struktur ist vorsichtshalber mit Belastungen, welche aus der Beckenqueranalyse der vorhergehenden Kapitel abgeleitet wurden, beladen worden. Insbesondere sind die maximalen Geflechte der Bodenabflüsse in den unterschiedlichen Kombinationen (SLU, SLE, SLE-FR e SLE-QP) erfasst worden, aus denen der vom Boden auf den Balken ausgeübter Druck abgeleitet wurde. Sicherheitshalber, über die Erfassung der maximalen Abflussgeflechten hinaus, hat man nicht die von oben wirkenden Lasten berücksichtigt, wie

#### 4.4.2 Analisi dei carichi

La struttura è stata caricata, cautelativamente, con le sollecitazioni dedotte dall'analisi trasversale realizzata nei capitoli precedenti per la vasca. In particolare, sono stati considerati gli involuppi massimi degli scarichi a terra nelle diverse combinazioni (SLU, SLE, SLE-FR e SLE-QP), dai quali è stata dedotta la pressione esercitata dal terreno sulla trave. A favore di sicurezza, oltre ad aver considerato i massimi involuppi degli scarichi, non si è tenuto conto dei

Eigengewicht und Last des sich im Becken befindenden Wassers, welche eine Reduzierung der Drücke auf den Boden bewirkt hätten.

Aus den vertikalen Einwirkungen, angesichts eines Querschnitts von 7.10 m Breite und 1.00 m Tiefe erhält man folgende Schübe auf den Boden:

	Q [kN/m <sup>2</sup> ]
ENVFR	127.38
ENVQP	88.95
ENVSLE	144.58
ENVSLU	195.16

Tabelle 22: Bodenschübe auf den gesamten erfassten Fundamentstreifen.

Angesichts des Fundamentbalkens, 140 cm, erhält man folgende belastenden Lasten:

	q [kN/m]
ENVFR	178.34
ENVQP	124.54
ENVSLE	202.42
ENVSLU	273.23

Tabelle 23: Bodenschübe auf der Breite des Fundamentbalkens

Da diese Werte aus bereits kombinierten Wirkungsgeflechte abgeleitet sind wird kein weiterer Ausgleichskoeffizient angewandt.

#### 4.5 ANALYSE DES KONTROLLSCHACHTS

In diesem Kapitel werden die Daten und Ergebnisse bzgl. der Analyse des Abstiegsschachts für Beckeninspektionen aufgezeigt. Der Abstiegsschacht, aus bewehrtem Ortbeton, erweist eine konstante Stärke von 30 cm auf, während die Querschnittsinnenmaße von 1.00x1.50 m sind. Der Bodenschubwert wird vorsichtshalber bei einer Absenkung von 0.70 m berechnet.

In Folge wird der Beckenquerschnitt gezeigt mit Angabe des Abstiegsschachts; für weitere Details wird auf die Planzeichnungen verwiesen.

carichi agenti dall'alto, quali peso proprio e carico dell'acqua presente nella vasca, i quali avrebbero comportato una diminuzione delle pressioni sul terreno.

Dalle azioni verticali, avendo considerato una sezione trasversale di larghezza 7.10 m e profondità 1.00 m, si ottengono le seguenti pressioni sul terreno:

Tabella 22: Pressioni del terreno sull'intera striscia di fondazione considerata

Tenendo conto della larghezza della trave di fondazione, 140 cm, si ottengono i seguenti carichi sollecitanti:

Tabella 23: Pressioni del terreno sulla larghezza della trave di fondazione

Essendo tali valori dedotti da involuppi di azioni già combinate, non si applica nessun ulteriore coefficiente correttivo.

#### 4.5 ANALISI TORRINO D'ISPEZIONE

Nel presente capitolo si riportano i dati ed i risultati relativi all'analisi del torrino di discesa alla vasca per le ispezioni. Il torrino, in calcestruzzo armato gettato in opera, ha pareti di spessore costante pari a 30 cm mentre la sezione trasversale ha dimensioni interne pari a 1.00x1.50 m. Il valore della spinta delle terre è calcolato cautelativamente ad un affondamento di 0.70 m.

Di seguito viene riportata la sezione della vasca con l'indicazione del torrino di discesa; per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

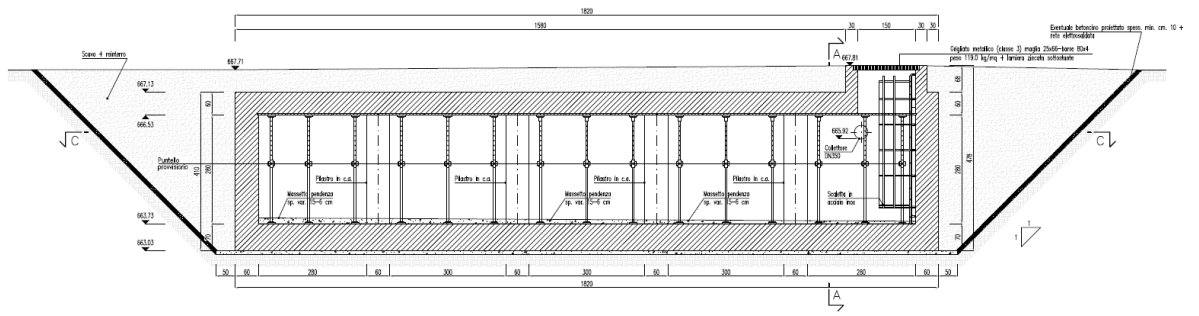


Abbildung 13: Beckenlängsschnitt

Figura 13: Sezione longitudinale della vasca



#### 4.5.1 Statisches Schema

Die statische Analyse wurde durch die Untersuchung des Grundrisschnitts mit Maße a x b als geschlossener Rahmen ausgeführt, welcher gleichmäßig verteilten Lasten des Werts  $p$  ausgesetzt ist.

#### 4.5.1 Schema statico

L'analisi statica è stata svolta studiando la sezione in pianta di dimensioni a x b come telaio chiuso soggetto a carichi distribuiti uniformi di valore  $p$ .

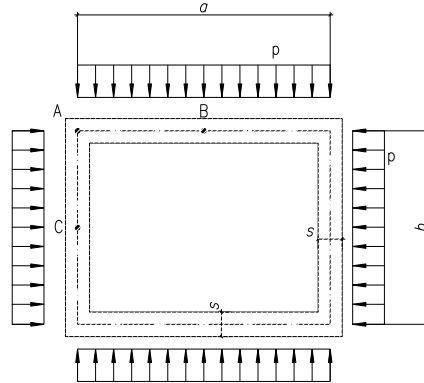


Abbildung 14: Berechnungsschema des Schachts

Figura 14: Schema di calcolo del torrino

#### 4.5.2 Lastenanalyse

##### 4.5.2.1 Bodenschub

Es wird ein seitlicher Dammbodenschub berechnet bei Nutzung, sicherheitshalber, des Ruheschub Koeffizient.

Der seitliche Bodenschub auf die Struktur wird eine dreieckige Verteilung haben mit einem Höchstwert an der Basis.

Der bei den Berechnungen angenommene Schubwert ist daher von:

$$S_{ter} = k_0 \cdot [\gamma_{ter} \cdot H_{ter}] =$$

$$S_{ter} = 0.426 \cdot [20 \cdot 0.70] = 5.96 \text{ kN/m}^2$$

##### 4.5.2.2 Verkehrslast

Es wird die Last des seitlichen Bodenüberdrucks, aufgrund der Verkehrslasten, erfasst indem man zur Sicherheit den Ruheschubkoeffizient benutzt Die Verkehrslast wird mit  $156.25 \text{ kN/m}^2$  festgelegt, welche aus dem Verhältnis zwischen Gesamtlast, von  $600 \text{ kN}$ , und dessen Bodenabdruck ( $2.4 \text{ m} + 1.6 \text{ m}$ ) erhalten ist.

Der seitliche Überdruck auf die Struktur wird eine mit der Tiefe gleichmäßige Verteilung erweisen. Die in der Strukturberechnung angenommenen Schubwerte erhält man aus folgender Formel:

$$S_{acc} = k_0 \cdot q_{acc} = 0.426 \cdot 156.25 = 66.56 \text{ kN/m}^2$$

##### 4.5.2.3 Seismische Wirkungen

Die strukturelle Planung des überprüften Bauwerks wurde gemäß der Kriterien, welche im M.D. 14/01/2008 und im Rundschreiben Nr.617 vom 02.02.2008 enthalten sind, durchgeführt.

#### 4.5.2 Analisi dei carichi

##### 4.5.2.1 Spinta delle terre

Si considera il carico della spinta laterale del terreno da rilevato utilizzando, a favore di sicurezza, il coefficiente di spinta a riposo.

La spinta laterale del terreno sulla struttura avrà una distribuzione triangolare con un valore massimo alla base.

Il valore di spinta assunto nel calcolo risulta pertanto pari a:

##### 4.5.2.2 Sovraccarico accidentale

Si considera il carico della sovrappinta laterale del terreno dovuta ai carichi accidentali utilizzando, a favore di sicurezza, il coefficiente di spinta a riposo. Il sovraccarico accidentale sarà posto pari a  $156.25 \text{ kN/m}^2$  che si ottiene dal rapporto fra il carico complessivo di  $600 \text{ kN}$  e la sua impronta a terra ( $2.4 \text{ m} + 1.6 \text{ m}$ ).

La sovrappinta laterale sulla struttura avrà una distribuzione costante con la profondità. I valori di spinta assunti nel calcolo della struttura si ottengono tramite la seguente formula:

##### 4.5.2.3 Azioni sismiche

La progettazione strutturale dell'opera in esame è stata eseguita secondo i criteri contenuti nel D.M.14/01/2008 e nella Circolare n°617 del 02.02.2008.

Die am Standort erwartete Höchstbeschleunigung hängt vom für die Bestimmung der seismischen Wirkung erfassten Bezugszeitraum ab.

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende dal periodo di riferimento considerato per la definizione dell'azione sismica.

Die seismischen Parameter wurden aus dem Kapitel bzgl. der seismischen Parameter des betroffenen Standorts entnommen, welche sich als folgende erweisen:

I parametri sismici sono desunti dal capitolo relativo ai parametri sismici del sito in questione che risultano essere i seguenti:

Stato Limite	T <sub>R</sub> [anni]	a <sub>g</sub> [g]	S [-]
SLD	75	0.040	1.5
SLV	712	0.064	1.5

Tabelle 24: Wirkungsbeschleunigung am Boden bei SLD und SLV

Tabella 24: Accelerazioni al suolo per le azioni allo SLD e SLV

Die dynamische Schubsteigerung des Bodens kann gleichgestellt werden mit einer Last mit linear konstante Verteilung entlang der Tiefe. Man erhält:

L'incremento dinamico di spinta del terreno può essere assimilato ad un carico con distribuzione linearmente costante lungo la profondità. Si ottiene:

Grenzzustands des Schadens (SLD)

Stato Limite di Danno (SLD):

$$\Delta_{d,ter} = a_g/g \cdot S \cdot (\gamma_{ter} \cdot H_{ter}) =$$

$$\Delta_{d,ter} = 0.040 \cdot 1.50 \cdot (20 \cdot 0.70) = 0.84 kN/m^2$$

Grenzzustands des Leben Schutzes (SLV)

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

$$\Delta_{d,ter} = a_g/g \cdot S \cdot (\gamma_{ter} \cdot H_{ter}) =$$

$$\Delta_{d,ter} = 0.064 \cdot 1.50 \cdot (20 \cdot 0.70) = 1.34 kN/m^2$$

#### 4.5.2.4 Lastkombinationen

#### 4.5.2.4 Combinazioni di carico

Es werden die, zur strukturellen Überprüfung der unterschiedlichen Schnittelemente der Studie, benutzten Lastkombinationen aufgezeigt.

Si riportano le combinazioni di carico utilizzate per le verifiche strutturali dei vari elementi componenti la sezione di studio.

Comb.	Spinta delle terre	Spinta della falda	Spinta accidentali	Sisma SLD	Sisma SLV
SLE	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00
SLF-FR	1.00	1.00	0.75	0.00	0.00
SLF-QP	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLE-SIS	1.00	1.00	0.20	1.00	0.00
SLU	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00
SLU-SIS	1.00	1.00	0.20	0.00	1.00

Tabelle 25: Lastkombinationen zur Schachtüberprüfung

Tabella 25: Combinazioni di carico per la verifica del torrino

#### 4.6 ANALYSE DER PREDALLES-PLATTEN DER PLATTE

Die Platte wird gänzlich mit Predalles-Platten ausgeführt, um die Nutzung der üblichen Schalungen und Streben zu minimalisieren. In diesem Kapitel wird mit der Bemessung der Predalles-Platten während der Plattengussphase (1. Phase) fortgefahren.

#### 4.6 ANALISI DELLE PREDALLES DI SOLETTA

La soletta viene interamente realizzata con l'ausilio di predalles al fine di ridurre al minimo l'utilizzo dei casseri tradizionali e dei puntelli. In questo capitolo si procede al dimensionamento delle predalles in fase di getto della soletta (1° fase).

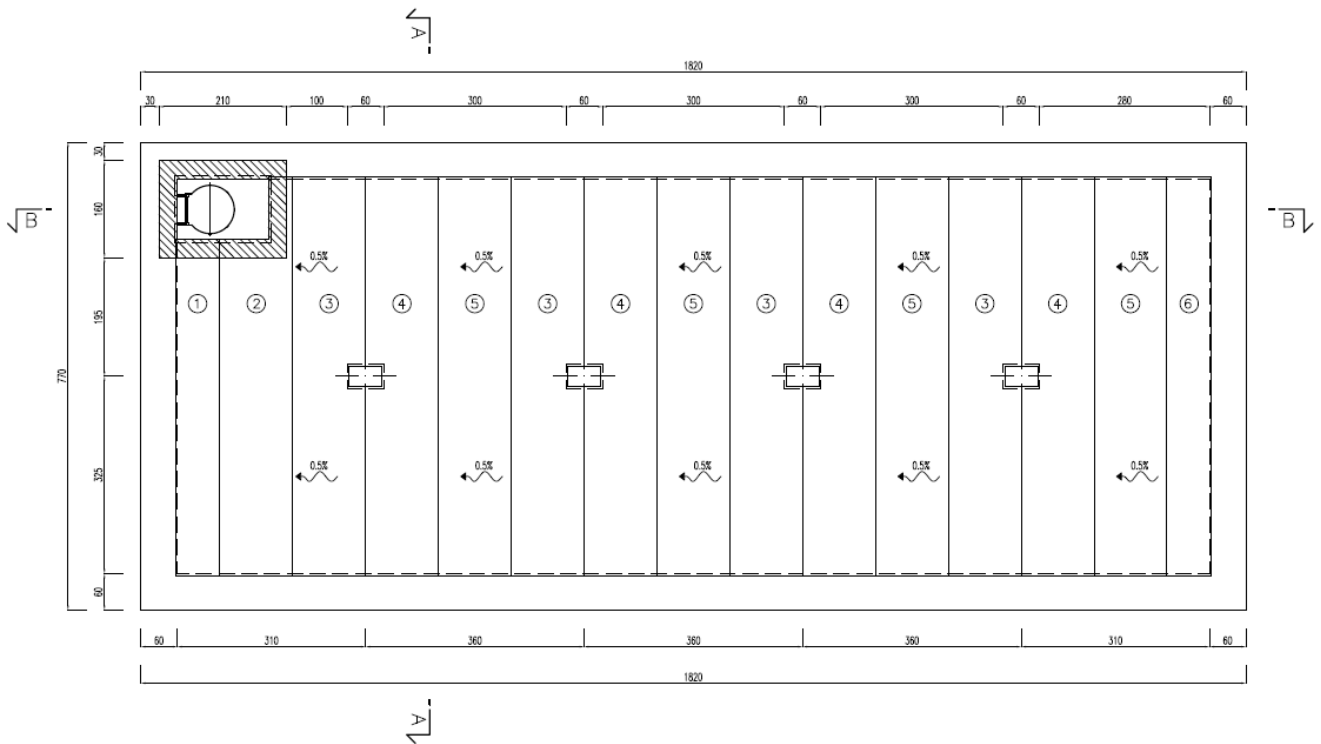


Abbildung 15: Plattengrundriss mit Balken und Predalles-Plattenkonstruktion

Figura 15: Pianta soletta con travi e orditura predalles

##### 4.6.1 Geometrie und statische Schemen

Die Selbsttragung der Predalles-Platten wird üblicherweise sowohl im gespannten Bereich als auch im komprimierten Bereich gänzlich den Kupellen Gitter überlassen; diese werden als Lattenwerkstrukturen überprüft. Das obere Längseisen im Fall von positiven Biegemomenten, wird durch Knickkraft belastet und die Überprüfung wird mit der Methode  $\omega$  durchgeführt. Im Fall von negativen Biegemomenten sind die unteren Querstäbe durch Knickkraft belastet (auch diese mit der Methode  $\omega$  überprüft - "Deckenplanung und -berechnung und Gerüste des Typs Predalles" F. & F. de Miranda).

Es werden 6.56 m maximal lange Predalles gelegt. Das statische Bezugsschema ist daher das des Balkens auf 5 Stützen mit eine Spannweite, wie in der unterstehenden Abbildung aufgezeigt:

##### 4.6.1 Geometrie e schemi statici

L'autoportanza delle predalles, come consuetudine, si suppone affidata sia in zona tesa sia in zona compressa interamente ai tralicci di coppella; essi vengono verificati come strutture reticolari. Il ferro superiore, nel caso di momenti flettenti positivi, viene sollecitato a carico di punta e la verifica viene eseguita con il metodo  $\omega$ . Nel caso di momenti flettenti negativi sono i correnti inferiori ad essere sollecitati a carico di punta (sempre verificati con il metodo  $\omega$  - "Progettazione e calcolo di solai e impalcati del tipo predalle" F. & F. de Miranda).

Si dispongono predalles di lunghezza massima pari a 6.56 m. Lo schema statico di riferimento è pertanto di trave su 5 appoggi con campata singola come riportato nella figura sottostante.



Abbildung 16: Statisches Schema Predalles-Platten (1. Phase)

Figura 16: Schema statico predalles (1° fase)

**4.6.2 Analyse der Lasten und der Belastungen**

**4.6.2 Analisi dei carichi e delle sollecitazioni**

Es wird eine Standard Predalles-Platte von 120 cm, mit 3 Gitter ausgestattet.

Si utilizza una predalle corrente standard da 120 cm, dotata di tre tralici.

In dieser Phase bestehen die wirkenden Lasten ausschließlich aus Eigengewicht der Predalles (5 cm Stärke), aus Gewicht des Plattenbetongusses (55 cm Stärke), sowie aus der temporären Überlast des Personals welches für den Betonguss zuständig ist (geschätzt mit 1.00 kN/m<sup>2</sup>).

In questa fase i carichi agenti sono costituiti unicamente dal peso proprio delle predalles (spessore 5 cm), dal peso del getto fluido di calcestruzzo della soletta (spessore 55 cm) e dal sovraccarico provvisorio relativo al personale addetto al getto del calcestruzzo (stimato in 1.00 kN/m<sup>2</sup>).

Es wird eine Standard Predalles-Platte mit Basisbreite von 120 cm berechnet.

Si analizza una predalle "tipo" con larghezza di base pari a 120 cm.

Analytisch erweisen sich die wirkenden Kräfte von:

Analicamente i carichi agenti risultano pari a:

$$P_{pred+getto} = 25[(0.05 + 0.55) \cdot 1.20] = 18 \text{ kN/m}$$

$$P_{prov} = 1.00 \cdot 1.20 = 1.20 \text{ kN/m}$$

Die unterschiedlichen Lastkombinationen, welche zur Maximierung der Bieg- und Schnittwirkungen gewandt sind, benutzen folgende Kombinationskoeffizienten:

Le diverse combinazioni di carico volte a massimizzare le azioni flettenti e taglianti utilizzano i seguenti coefficienti di combinazione:

$$Coeff.: = 1.3 \cdot P_{pred+getto} + 1.5 \cdot P_{prov}$$

In Folge werden die Geflechtdiagramme der Belastungen aufgezeigt:

Di seguito si riportano i diagrammi di involucro delle sollecitazioni:

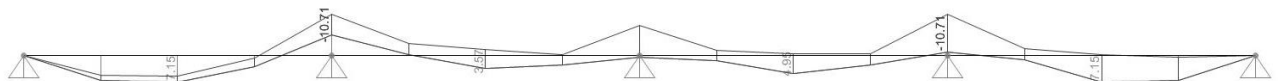


Abbildung 17: Momentendiagramm - Geflecht

Figura 17: Diagramma dei momenti - Involuppo

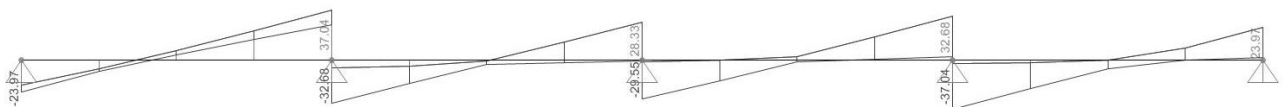


Abbildung 18: Schnittdiagramm - Geflecht

Figura 18: Diagramma dei tagli - Involuppo

In Folge werden die für die Grenzzustandsüberprüfung der Tragfähigkeit benutzten Belastungen gezeigt; die Momente, welche die unteren Fasern spannen, werden als positiv angenommen:

Di seguito vengono riportate le sollecitazioni utilizzate per le verifiche a Stato Limite Ultimo; si assumono positivi i momenti che tendono le fibre inferiori.

	Sollecitazione	M	V
	Massimizzata		
	Maximisierte Belastung	[kNm]	[kN]
Envelope	Mmax	7.15	0.00

Ummantelung	Mmin + Vmax	-10.71	37.04
-------------	-------------	--------	-------

Tabelle 26: Belastungen für die Predalles Überprüfung

Tabella 26: Sollecitazioni per la verifica delle predalles

#### 4.6.3 Spannüberprüfung

Die Bemessung erfolgt angesichts eines Gitterwerks, welches aus einem oberem Längseisen Ø12, zwei unteren Längseisen Ø12 und Diagonale Ø10 besteht.

Aufgrund der geometrischen und Widerstandscharakteristiken der Predalles-Platten werden Widerstand- und Stabilitätsüberprüfungen durchgeführt, gemäß der in der Monographie COGEDIL aufgezeigten Methode - "Deckenplanung und -berechnung und Gerüste des Typs Predalles" Fabrizio de Miranda, Felice de Miranda.

In den zuvor erhaltenen Überprüfungen werden die Belastungen durch die Anzahl der in den Predalles-Platten vorhandenen Gitterwerke, im überprüften Fall drei, unterteilt.

In folgende Tabelle werden die erhaltenen geometrischen Charakteristiken und Spannungen zusammengefasst.

#### 4.6.3 Verifiche tensionali

Il dimensionamento viene eseguito considerando un traliccio composto da un corrente superiore Ø12, due correnti inferiori Ø12 e diagonali Ø10.

In base alle caratteristiche geometriche e di resistenza delle predalle si operano le verifiche di resistenza e di stabilità secondo il metodo riportato nella Monografia COGEDIL - "Progettazione e calcolo di solai e impalcati del tipo predalle" - Fabrizio de Miranda, Felice de Miranda.

Nelle verifiche le sollecitazioni, precedentemente ottenute, vengono divise per il numero di tralci presenti nella predalle: nel caso in esame tre.

Nella tabella seguente sono riassunti le caratteristiche geometriche e gli sforzi ottenuti.

SOLLECITAZIONI BELASTUNGEN		CARATTERISTICHE GEOMETRICHE GEOMETRISCHE CHARAKTERISTIKEN										
Momento Moment	Taglio Schub	Dimensioni principali (cm) Hauptmaße (cm)					Ferri correnti e diagonali Längseisen und Diagonale					
M (KNm)	T (KN)	e	h	p	b sup	b inf	n° s	Øs mm	n° i	Øi mm	n° d	Ød mm
2.383	0.000	0.00	20.50	20.00	0.00	12.00	1	12	2	12	1	10
-3.570	12.350	0.00	20.50	20.00	0.00	12.00	1	12	2	12	1	10

TABELLA DEGLI SFORZI (N/mm2) TABELLE DER SPANNUNGEN (N/mm2)						
Correnti superiori Obere Längseisen			Correnti inferiori Untere Längseisen			Diag. Diagonal
σ1	σ2	σinst	σ1	σ2	σinst	σinst
102.78	102.8	196.2	-51.4	-51.4		0.0
-153.98	-154.0		77.0	77.0	146.9	195.0

Tabelle 27: Geometrische Charakteristiken und Predalles Überprüfung      Tabella 27: Caratteristiche geometriche e verifica delle predalles

wobei:

- Knotenexzentrizität: e
- nutzbare Höhe: H
- Diagonalgitterwerkabstand: P
- Achsenabstand obere Längseisen: bs
- Achsenabstand untere Längseisen: bi
- Anzahl obere Längseisen: ns
- Durchmesser obere Längseisen: Øs

dove:

- Eccentricità dei nodi: e
- Altezza utile: H
- Passo tralci diagonali: P
- Interasse ferri correnti superiori: bs
- Interasse ferri correnti inferiori: bi
- Numero correnti superiori: ns
- Diametro correnti superiori: Øs

- Anzahl untere Längseisen:  $n_i$
  - Durchmesser untere Längseisen:  $\varnothing_i$
  - Anzahl Diagonale:  $n_d$
  - Durchmesser Diagonale:  $\varnothing_d$
  - maximale Spannung:  $\sigma_1$
  - minimale Spannung:  $\sigma_2$
  - Instabilitätsspannung  $\sigma_{inst}$
- Numero correnti inferiori  $n_i$
  - Diametro correnti inferiori:  $\varnothing_i$
  - Numero diagonali:  $n_d$
  - Diametro diagonali:  $\varnothing_d$
  - Tensione max:  $\sigma_1$
  - Tensione minima:  $\sigma_2$
  - Tensione di instabilità  $\sigma_{inst}$

Die Überprüfungen sind zufriedenstellend, da die Spannungen in den Bewehrungseisen sich unter den Grenzspannungen erweisen.

Le verifiche sono soddisfatte poiché le tensioni nei ferri di armatura risultano inferiori alle tensioni limite.

## 4.7 ÜBERPRÜFUNGEN

### 4.7.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT)

#### 4.7.1.1 Überprüfung der Beul-Spannung

Wie vom MD 14.01.2008 am § 4.1.2.1.2.4 bzgl. des allgemeinen Querschnitts vorgesehen ist, wird die Widerstandsüberprüfung des GZT durchgeführt indem kontrolliert wird, dass:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

wobei:

- $M_{Rd}$  = Berechnungswert des  $N_{Ed}$ ; entsprechenden Widerstandsmoment;
- $N_{Ed}$  = Berechnungswert der Axialkomponente (Normalspannung) der Wirkung;
- $M_{Ed}$  = Berechnungswert der Biegekomponente der Wirkung..

#### 4.7.1.2 Überprüfung der Schubspannung

Für die Schubspannungsüberprüfung wird erst die Überprüfung der schubfesten unbewehrten Elemente ausgeführt, gemäß dem was vom Ministerium der Infrastrukturen im M.D. 14.01.2008 in Punkt 4.1.2.1.3.1 vorgesehen ist.

Indem mit  $V_{Ed}$  der Berechnungswert der wirkenden Schubspannung auf GZT angegeben ist, wird überprüft, dass sich folgendes ergibt:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left( 0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_{\ell} \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

wobei:

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_{\ell} = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

Falls die Überprüfung nicht zu einem guten Abschluss bringt, muss auf Elemente mit Schubfester Bewehrung zurückgegriffen werden, gemäß dem was in Punkt 4.1.2.1.3.2 des bereits erwähnten M.D. 14.01.2008 vorgesehen ist.

## 4.7 VERIFICHE

### 4.7.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

#### 4.7.1.1 Verifica a pressoflessione

Come previsto dal DM 14.01.2008 al § 4.1.2.1.2.4 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

dove:

- $M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;
- $N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- $M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

#### 4.7.1.2 Verifica per sollecitazione tagliante

Per la verifica a sollecitazione tagliante si esegue dapprima la verifica degli elementi senza armature resistenti a taglio, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 14.01.2008 al punto 4.1.2.1.3.1.

Indicato con  $V_{Ed}$  il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad elementi provvisti di armature resistenti a taglio secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.3.2 del già citato D.M..



Bezüglich der Querbewehrung, wird die Widerstandsberechnung auf Beul-Spannung berechnet mit:

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\vartheta) \cdot \sin\alpha$$

Der Schubwiderstand des strukturellen Elements ist die kleinere der zwei oben beschriebenen:

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

In den vorhergehenden Ausdrücken nehmen die neuen Parameter, welche, bzgl. des Falls der Elemente ohne Schubbewehrung, eingeführt werden, folgende Bedeutung an:

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

- $\vartheta$  = Neigung der Betonstützen im Verhältnis zur Achse des Elements mit der Begrenzung  $1.0 \leq \text{ctg}\vartheta \leq 2.5$
- $\alpha$  = Neigung der Querbewehrung im Verhältnis zur Elementachse
- $A_{sw}$  = Querbewehrungsfläche
- $S$  = Achsenabstand zwischen zwei aufeinander folgenden Querbewehrungen
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$  ist der reduzierte Druckwiderstand der Betonseele
- $\alpha_c$  = steigernde Koeffizient von:
  - a) 1 für ungespanntes Bauglied
  - b)  $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$  für  $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$
  - c) 1.25 für  $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd}$
  - d)  $2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$  für  $0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

- $\vartheta$  è inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione  $1.0 \leq \text{ctg}\vartheta \leq 2.5$
- $\alpha$  inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
- $A_{sw}$  è area dell'armatura trasversale
- $S$  è interasse tra due armature trasversali consecutive
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
- $\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a:
  - a) 1 per membrature non compresse
  - b)  $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$  per  $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$
  - c) 1.25 per  $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd}$
  - d)  $2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$  per  $0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

#### 4.7.2 Überprüfungen der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

#### 4.7.2 Verifiche agli Stati Limite di esercizio (SLE)

Die Überprüfungen auf GZG löst man indem kontrolliert wird, dass die Spannungswerte der Materialien unter den Normengrenzen liegen (Punkt 4.1.2.2.5 des M.D. 14.01.2008).

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14.01.2008).

- Stampfbeton:
  - Seltene Kombination

- Calcestruzzo compresso:
  - Combinazione rara

$$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck} \quad \text{per cls } R_{ck} 40 \rightarrow \sigma_c < 19.92 \text{ N/mm}^2$$

- Fast Dauerkombination

- Combinazione quasi permanente

$$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck} \quad \text{per cls } R_{ck} 40 \rightarrow \sigma_c < 14.94 \text{ N/mm}^2$$

- Angespanntes Stahl:
  - Seltene Kombination

- Acciaio teso:
  - Combinazione rara

$$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk} \quad \text{per acciaio B450} \rightarrow \sigma_s < 360.0 \text{ N/mm}^2$$

#### 4.7.2.1 Begrenzung der Rissbreite

Es wird die Überprüfung des Grenzzustands der Rissöffnung mit Bezug auf das M.D. 14/01/2008 "Technische Normen für Bauwerke" (§ 4.1.2.2.4) ausgeführt.

Bevor mit der Rissüberprüfung fortgefahren wird, müssen geeignete Lastkombinationen bestimmt werden und eine Bewertung relativ zum Schutzgrad der Metall Bewehrungen vor Korrosion (bzgl. der Umweltbedingungen und Korrosionsempfindlichkeit der Bewehrungen selbst) durchführen.

Es werden folgende Fälle unterschieden:

- Kombinationen der Wirkungen:
  - Häufig (mit FR angegeben);
  - Fast Dauerhaft (mit QP angegeben).
- Umweltbedingungen:
  - Gewöhnlich;
  - Aggressiv;
  - Sehr aggressiv.
- Korrosionsempfindlichkeit der Bewehrungen:
  - Empfindlich (vorgespannte Stähle);
  - Wenig empfindlich (gewöhnliche Stähle).

Als Wahlkriterien des Rissgrenzzustands wird auf folgende Tabelle gewiesen.

#### 4.7.2.1 Limitazione dell'ampiezza delle fessure

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (§ 4.1.2.2.4).

Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi:

- Combinazioni di azioni:
  - Frequente (indicata con FR);
  - Quasi Permanente (indicata con QP).
- Condizioni ambientali:
  - Ordinarie;
  - Aggressive;
  - Molto Aggressive.
- Sensibilità delle armature alla corrosione:
  - Sensibili (acciai da precompresso);
  - Poco sensibili (acciai ordinari).

Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
<b>a</b>	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
<b>b</b>	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
<b>c</b>	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabelle 28: Wahlkriterien des Rissgrenzzustands

Tabella 28: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Die Öffnungsgrenzwerte der Risse ergeben sich als:

- $w_1 = 0.2 \text{ mm};$
- $w_2 = 0.3 \text{ mm};$
- $w_3 = 0.4 \text{ mm}.$

Gemäß UNI 11104 sowie UNI EN 206-1:2006, hat man sich entschieden der Struktur eine Expositionsklasse XC4 zuzuweisen, welche folglich zu folgenden Öffnungsgrenzwerten der Risse führen:

- $w_1 = 0.2 \text{ mm};$
- $w_2 = 0.3 \text{ mm}.$

I valori limite di apertura delle fessure risultano essere:

- $w_1 = 0.2 \text{ mm};$
- $w_2 = 0.3 \text{ mm};$
- $w_3 = 0.4 \text{ mm}.$

In accordo alle UNI 11104 e alle UNI EN 206-1:2006, si è scelto di assegnare alla struttura una classe di esposizione XC4 che conseguentemente portano ad avere i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

- $w_1 = 0.2 \text{ mm};$
- $w_2 = 0.3 \text{ mm}.$

### 4.7.3 Überprüfung der Tragfähigkeit

Die Überprüfung der Fundamenttragfähigkeit wird gemäß Annäherungsweise 1 durchgeführt:

- Kombination 1 (A1 + M1 + R1):

Die Lastenwerte A1 ergeben sich aus Tabelle 5.2.V., während die Werte der geotechnischen Parameter M1 und der Parameter R1 folgende sind:

Tan $\phi$		• $\gamma_{\phi} =$	• 1.00
Gewicht der Volumeneinheit		• $\gamma_{\gamma} =$	• 1.00
Tragfähigkeit		• $\gamma_R =$	• 1.00

- Kombination 2 (A2 + M2 + R2):

Die Lastenwerte A2 ergeben sich aus Tabelle 5.2.V., während die Werte der geotechnischen Parameter M2 und der Parameter R2 folgende sind:

Tan $\phi$		• $\gamma_{\phi} =$	• 1.25
Gewicht der Volumeneinheit		• $\gamma_{\gamma} =$	• 1.00
Tragfähigkeit		• $\gamma_R =$	• 1.80

Die Grundtragfähigkeit ist durch den von Brinch-Hansen vorgeschlagenen Ausdruck für die oberflächigen Fundamente berechnet worden. Die einheitliche Tragfähigkeitsgrenze wird von folgendem Ausdruck geliefert:

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Die benutzten Symbole im vorhergehenden Verhältnis, sowie in den folgenden, sind:

- $\gamma$  = spezifisches Gewicht des Bodens
- M = sich am Fundament ergebender Moment
- N = senkrechte Wirkung zur Verlegungsebene des Fundaments
- H = parallele Wirkung zur Verlegungsebene des Fundaments
- BR = reelle Breite des Fundaments
- B = BR - 2e spezifisches Gewicht des Bodens
- L = Fundamentlänge
- D = Tiefe der Verlegungsebene des Fundaments
- $\alpha$  = Neigungswinkel der Fundamentebene
- $\omega$  = Neigungswinkel der Geländeoberkante
- $q'$  = Überlast durch Bodengewicht über der Fundamentebene

### 4.7.3 Verifiche di capacità portante

La verifica di capacità portante della fondazione viene condotta in accordo all'Approccio 1:

- Combinazione 1 (A1 + M1 + R1):

I valori A1 dei carichi sono ricavati dalla tabella 5.2.V., mentre i valori dei parametri geotecnici M1 e dei parametri R1 sono i seguenti:

Tan $\phi$		$\gamma_{\phi} =$	1.00
Peso unità di volume		$\gamma_{\gamma} =$	1.00
Capacità portante		$\gamma_R =$	1.00

- Combinazione 2 (A2 + M2 + R2):

I valori A2 dei carichi sono ricavati dalla tabella 5.2.V., mentre i valori dei parametri geotecnici M2 e dei parametri R2 sono i seguenti:

Tan $\phi$		$\gamma_{\phi} =$	1.25
Peso unità di volume		$\gamma_{\gamma} =$	1.00
Capacità portante		$\gamma_R =$	1.80

La portata di base è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali. La portata limite unitaria è fornita dalla seguente espressione:

I simboli utilizzati nella precedente relazione e nelle successive sono:

- $\gamma$  peso specifico terreno
- M momento risultante sulla fondazione
- N azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione
- H azione parallela al piano di posa sulla fondazione
- BR larghezza reale della fondazione
- B = BR - 2e peso specifico terreno
- L lunghezza della fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione
- $\alpha$  angolo di inclinazione del piano di fondazione
- $\omega$  angolo di inclinazione del piano campagna
- $q'$  sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione

- c = Kohäsion
- $\phi'$  = Reibungswinkel
- $q_{LIM}$  = Einheitliche Grenztragfähigkeit
- $F_s$  = Sicherheitsfaktor

- c coesione
- $\phi'$  angolo di attrito
- $q_{LIM}$  portata limite unitaria
- $F_s$  fattore di sicurezza

Die annehmbare Tragfähigkeit ergibt sich aus der Grenztragfähigkeit durch den Sicherheitsfaktor.

La portata ammissibile è ottenuta da quella limite dividendo per il fattore di sicurezza.

Die Tragfähigkeit Koeffizienten sind:

I coefficienti di capacità portante sono:

$$N_\phi = \text{tg}^2(45^\circ + \phi' / 2)$$

$$N_Q = N_\phi \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}\phi'}$$

$$N_C = (N_Q - 1) / \text{tg}\phi'$$

$$N_\gamma = 2.0 \cdot (N_Q + 1) \cdot \text{tg}\phi'$$

Die Koeffizienten  $s_\gamma$ ,  $s_q$ ,  $s_c$  sind die Formfaktoren des Fundaments. Man bemerke, dass (Per  $B > L \Rightarrow B/L = 1$ ).

I coefficienti  $s_\gamma$ ,  $s_q$ ,  $s_c$  sono i fattori di forma della fondazione.

Si noti che (Per  $B > L \Rightarrow B/L = 1$ ).

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'}$$

$$s_q = s_\gamma$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'}$$

Die Koeffizienten  $i_\gamma$ ,  $i_q$ ,  $i_c$  sind Ausgleichsfaktoren welche die Lastneigung berücksichtigen:

I coefficienti  $i_\gamma$ ,  $i_q$ ,  $i_c$  sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico:

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot\phi'} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot\phi'} \right]^m$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}\phi'}$$

Die Koeffizienten  $b_\gamma$ ,  $b_q$ ,  $b_c$  sind Ausgleichsfaktoren welche die Basisneigung des Fundaments berücksichtigen:

I coefficienti  $b_\gamma$ ,  $b_q$ ,  $b_c$  sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione:

$$b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \text{tg}\phi')^2$$

$$b_q = b_\gamma$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}\phi'}$$

Die Koeffizienten  $g_\gamma$ ,  $g_q$ ,  $g_c$  sind Ausgleichsfaktoren welche die Neigung der Geländeoberkante berücksichtigen:

I coefficienti  $g_\gamma$ ,  $g_q$ ,  $g_c$  sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna:

$$g_\gamma = (1 - \operatorname{tg}\omega)^2$$

$$g_q = g_\gamma$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}\phi'}$$

Die Koeffizienten  $d_q$ ,  $d_c$  sind die von der Tiefe der Verlegungsebene abhängigen Faktoren.

I coefficienti  $d_q$ ,  $d_c$  sono i fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \operatorname{tg}\phi' \cdot (1 - \sin\phi')^2 \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}\phi' \cdot (1 - \sin\phi')^2 \cdot \operatorname{ctg}\left(\frac{D}{B}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}\phi'}$$

Die Belastungen am Boden für die unterschiedlichen Lastkombinationen ergeben sich aus den bindenden Reaktionen auf die einzelnen Federn durch die entsprechenden Einflussflächen. Aus diesen erhält man die Globalbelastungen (M,N,H) am Boden und man fährt fort mit den Tragfähigkeitsüberprüfungen.

Le sollecitazioni sul terreno per le varie combinazioni di carico sono ricavate dalle reazioni vincolari sulle singole molle divise per le relative aree di influenza. Da queste si ricavano le sollecitazioni globali (M,N,H) sul terreno e si procede alle verifiche di portata.

## 5 VERZEICHNISSE

### 5.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Charakterisierende Parameter des Schrumpfungspänomen der Beckenplatte .....	25
Tabelle 2: in das Berechnungsmodell eingefügte Lastfälle	29
Tabelle 3: Kombinationen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (charakteristische Kombinationen).	30
Tabelle 4: Kombinationen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (charakteristische Kombinationen).	31
Tabelle 5: Kombinationen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (charakteristische Kombinationen).	32
Tabelle 6: Kombinationen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (häufige Kombinationen).....	32
Tabelle 7: Kombinationen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (häufige Kombinationen).....	33
Tabelle 8: Kombinationen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (fast Dauer-Kombinationen).....	34
Tabelle 9: Kombinationen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (Erdbeben Kombinationen).....	34
Tabelle 10: Kombinationen des Grenzzustands der Tragfähigkeit (STR Kombinationen).....	35
Tabelle 11: Kombinationen des Grenzzustands der Tragfähigkeit (STR Kombinationen).....	36
Tabelle 12: Kombinationen des Grenzzustands der Tragfähigkeit (STR Kombinationen).....	37
Tabelle 13: Kombinationen des Grenzzustands der Tragfähigkeit (STR Kombinationen):.....	38
Tabelle 14: Kombinationen des Grenzzustands der Tragfähigkeit (GEO Kombinationen) .....	38
Tabelle 15: Kombinationen des Grenzzustands der Tragfähigkeit (GEO Kombinationen).....	39
Tabelle 16: Kombinationen des Grenzzustands der Tragfähigkeit (GEO Kombinationen) .....	40
Tabelle 17: Kombinationen des Grenzzustands der Tragfähigkeit (GEO Kombinationen).....	41
Tabelle 18: Kombinationen des Grenzzustands der Tragfähigkeit (GEO Kombinationen) .....	42
Tabelle 19: Kombinationen des Grenzzustands der Tragfähigkeit (Erdbeben Kombinationen).....	42
Tabelle 20: Kombinationen des Grenzzustands der Tragfähigkeit (Erdbeben Kombinationen).....	43

## 5 ELENCHI

### 5.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Parametri caratterizzanti il fenomeno del ritiro della soletta della vasca .....	25
Tabella 2: Casi di carico inseriti nel modello di calcolo .....	29
Tabella 3: Combinazioni a Stato Limite di Esercizio (Combinazioni Caratteristiche).....	30
Tabella 4: Combinazioni a Stato Limite di Esercizio (Combinazioni Caratteristiche).....	31
Tabella 5: Combinazioni a Stato Limite di Esercizio (Combinazioni Caratteristiche).....	32
Tabella 6: Combinazioni a Stato Limite di Esercizio (Combinazioni Frequenti).....	32
Tabella 7: Combinazioni a Stato Limite di Esercizio (Combinazioni Frequenti).....	33
Tabella 8: Combinazioni a Stato Limite di Esercizio (Combinazioni Quasi Permanenti) .....	34
Tabella 9: Combinazioni a Stato Limite di Esercizio (Combinazioni Sismiche) .....	34
Tabella 10: Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Combinazioni STR)	35
Tabella 11: Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Combinazioni STR)	36
Tabella 12: Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Combinazioni STR)	37
Tabella 13: Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Combinazioni STR)	38
Tabella 14: Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Combinazioni GEO)	38
Tabella 15: Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Combinazioni GEO)	39
Tabella 16: Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Combinazioni GEO)	40
Tabella 17: Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Combinazioni GEO)	41
Tabella 18: Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Combinazioni GEO)	42
Tabella 19: Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Combinazioni Sismiche)	42
Tabella 20: Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Combinazioni Sismiche)	43

Tabelle 21: Benutzte Lastkombinationen zur Überprüfung der Plattenverteilungsspur.....	45
Tabelle 22: Bodenschübe auf den gesamten erfassten Fundamentstreifen. ....	46
Tabelle 23: Bodenschübe auf der Breite des Fundamentbalkens.....	46
Tabelle 24: Wirkungsbeschleunigung am Boden bei SLD und SLV	49
Tabelle 25: Lastkombinationen zur Schachtüberprüfung ...	49
Tabelle 26: Belastungen für die Predalles Überprüfung.....	52
Tabelle 27: Geometrische Charakteristiken und Predalles Überprüfung	53
Tabelle 28: Wahlkriterien des Rissgrenzzustands .....	57

## 5.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Eingliederungslageplan des Bauwerks.....	5
Abbildung 2: Beckenquerschnitt.....	6
Abbildung 3: Beckenlängsschnitt .....	6
Abbildung 4: Beschleunigungen auf hartem Boden .....	10
Abbildung 5: Elastische Rückmeldungsspektren .....	14
Abbildung 6: Studienquerschnitt .....	16
Abbildung 7: Rahmennummerierung des Berechnungsmodells.	17
Abbildung 8: Gelenknummerierung des Berechnungsmodells.	17
Abbildung 9: 3D-Sicht des Berechnungsmodells. ....	17
Abbildung 10: Ermittlung des Verteilungsbalken in der Platte	44
Abbildung 11: Benutztes statische Schema zur Beschreibung des Plattenbalkenverhaltens. ....	44
Abbildung 12: Benutztes statische Schema zur Beschreibung des Fundamentbalkenverhaltens .....	45
Abbildung 13: Beckenlängsschnitt .....	47
Abbildung 14: Berechnungsschema des Schachts .....	48
Abbildung 15: Plattengrundriss mit Balken und Predalles-Plattenkonstruktion.....	50
Abbildung 16: Statisches Schema Predalles-Platten (1. Phase)	51
Abbildung 17: Momentendiagramm - Geflecht.....	51
Abbildung 18: Schnittdiagramm - Geflecht.....	51

Tabella 21: Combinazioni di carico usate per la verifica della trace di ripartizione della soletta.....	45
Tabella 22: Pressioni del terreno sull'intera striscia di fondazione considerata .....	46
Tabella 23: Pressioni del terreno sulla larghezza della trave di fondazione	46
Tabella 24: Accelerazioni al suolo per le azioni allo SLD e SLV	49
Tabella 25: Combinazioni di carico per la verifica del torrino	49
Tabella 26: Sollecitazioni per la verifica delle predalles .....	52
Tabella 27: Caratteristiche geometriche e verifica delle predalles	53
Tabella 28: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione	57

## 5.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Planimetria d'inquadramento dell'opera .....	5
Figura 2: Sezione trasversale della vasca.....	6
Figura 3: Sezione longitudinale della vasca .....	6
Figura 4: Accelerazioni su suolo rigido .....	10
Figura 5: Spettri di risposta elastici .....	14
Figura 6: Sezione trasversale di studio .....	16
Figura 7: Numerazione frames del modello di calcolo .....	17
Figura 8: Numerazione joints del modello di calcolo .....	17
Figura 9: Vista in 3D del modello di calcolo .....	17
Figura 10: Individuazione trave di ripartizione in soletta ....	44
Figura 11: Schema statico utilizzato per descrivere il comportamento della trave di soletta .....	44
Figura 12: schema statico utilizzato per descrivere il comportamento della trave di fondazione .....	45
Figura 13: Sezione longitudinale della vasca .....	47
Figura 14: Schema di calcolo del torrino.....	48
Figura 15: Pianta soletta con travi e orditura predalles .....	50
Figura 16: Schema statico predalles (1° fase) .....	51
Figura 17: Diagramma dei momenti - Involuppo .....	51
Figura 18: Diagramma dei tagli - Involuppo .....	51
Figura 19: Involuppo totale agli Stati Limite di Esercizio – Azione assiale [kN] .....	67

Abbildung 19: Gesamtgeflecht auf Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit - Axialwirkung [kN].....	67	Figura 20: Involuppo totale agli Stati Limite di Esercizio – Momento flettente [kNm].....	67
Abbildung 20: Gesamtgeflecht auf Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit - Biegemoment [kNm].....	67	Figura 21: Involuppo totale agli Stati Limite Ultimi – Azione assiale [kN]	68
Abbildung 21: Gesamtgeflecht auf Grenzzustände der Tragfähigkeit - Axialwirkung [kN].....	68	Figura 22: Involuppo totale agli Stati Limite Ultimi – Azione tagliante [kN]	68
Abbildung 22: Gesamtgeflecht auf Grenzzustände der Tragfähigkeit - Schubwirkung [kN] .....	68	Figura 23: Involuppo totale agli Stati Limite Ultimi – Momento flettente [kNm]	69
Abbildung 23: Gesamtgeflecht auf Grenzzustände der Tragfähigkeit - Biegemoment [kNm].....	69	Figura 24: Involuppo totale combinazione Frequente – Azione assiale [kN]	69
Abbildung 24: Gesamtgeflecht häufige Kombination - Axialwirkung [kN] 69		Figura 25: Involuppo totale combinazione Frequente – Momento flettente [kNm].....	70
Abbildung 25: Gesamtgeflecht Häufige Kombination - Biegemoment [kNm].....	70	Figura 26: Involuppo totale combinazione Quasi Permanente – Azione assiale [kN] .....	70
Abbildung 26: Gesamtgeflecht Fast Dauerhafte Kombination - Axialwirkung [kN] 70		Figura 27: Involuppo totale combinazione Quasi Permanente – Momento flettente [kNm].....	71
Abbildung 27: Gesamtgeflecht Fast Dauerhafte Kombination - Biegemoment [kNm].....	71	Figura 28: Sollecitazioni allo stato limite ultimo della soletta72	
Abbildung 28: Belastungen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit der Platte	72	Figura 29: Sollecitazioni allo stato limite ultimo della controsoletta	72
Abbildung 29: Belastungen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit der Gegenplatte	72	Figura 30: Sollecitazioni allo stato limite ultimo dei piedritti 73	
Abbildung 30: Belastungen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit der Widerlager	73	Figura 31: Sollecitazioni allo stato limite ultimo dei pilastri. 74	
Abbildung 31: Belastungen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit der Pfeiler	74	Figura 32: Sollecitazioni allo stato limite di esercizio della soletta	74
Abbildung 32: Belastungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Platte .....	74	Figura 33: Sollecitazioni allo stato limite di esercizio della controsoletta	75
Abbildung 33: Belastungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Gegenplatte .....	75	Figura 34: Sollecitazioni allo stato limite di esercizio dei piedritti	75
Abbildung 34: Belastungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Widerlager .....	75	Figura 35: Sollecitazioni allo stato limite di esercizio dei pilastri	76
Abbildung 35: Belastungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Pfeiler .....	76	Figura 36: Sollecitazioni allo stato limite di fessurazione della soletta	76
Abbildung 36: Belastungen auf Rissgrenzzustand der Platte76		Figura 37: Sollecitazioni allo stato limite di fessurazione della controsoletta	77
Abbildung 37: Belastungen auf Rissgrenzzustand der Gegenplatte	77	Figura 38: Sollecitazioni allo stato limite di fessurazione dei piedritti	78
Abbildung 38: Belastungen auf Rissgrenzzustand der Widerlager	78	Figura 39: Sollecitazioni allo stato limite di fessurazione dei pilastri	78
Abbildung 39: Belastungen auf Rissgrenzzustand der Pfeiler78		Figura 40: Verifiche allo stato limite di Esercizio della soletta (SLE)	79
Abbildung 40: Überprüfungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Platte (GZG) .....	79	Figura 41: Verifiche allo stato limite di apertura delle Fessure della soletta (FR e QP) .....	79



Abbildung 41: Überprüfungen des Öffnungsgrenzzustand der Plattenrisse	79	Figura 42: Verifica pressoflessione della soletta (SLU).....	80
Abbildung 42: Beulspannung Überprüfung der Platte (GZT)	80	Figura 43: Verifica a taglio della soletta (SLU) .....	80
Abbildung 43: Schubüberprüfung der Platte (GZT) .....	80	Figura 44: Verifiche allo stato limite di Esercizio della controsoletta (SLE) .....	81
Abbildung 44: Überprüfungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Gegenplatte (GZG) .....	81	Figura 45: Verifiche allo stato limite di apertura delle Fessure della controsoletta (FR e QP).....	81
Abbildung 45: Überprüfungen auf Öffnungsgrenzzustand der Gegenplattenrisse (FR und QP).....	81	Figura 46: Verifica pressoflessione della controsoletta (SLU)	82
Abbildung 46 Beulspannung Überprüfung der Gegenplatte (GZT):	82	Figura 47: Verifica a taglio della controsoletta (SLU) .....	82
Abbildung 47: Schubüberprüfung der Gegenplatte (GZT)..	82	Figura 48: Verifiche allo stato limite di Esercizio dei piedritti (SLE)	83
Abbildung 48: Überprüfungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Widerlager (GZG) .....	83	Figura 49: Verifiche allo stato limite di apertura delle Fessure dei piedritti (FR e QP) .....	83
Abbildung 49: Überprüfungen auf Öffnungsgrenzzustand der Widerlagerrisse (FR und QP).....	83	Figura 50: Verifica pressoflessione dei piedritti (SLU) .....	84
Abbildung 50: Beulspannung Überprüfung der Widerlager (GZT)	84	Figura 51: Verifica a taglio dei piedritti (SLU).....	84
Abbildung 51: Schubüberprüfung der Widerlager (GZT)....	84	Figura 52: Verifiche allo stato limite di Esercizio dei pilastri (SLE)	85
Abbildung 52: Überprüfungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Pfeiler (GZG) .....	85	Figura 53: Verifica pressoflessione dei pilastri (SLU).....	85
Abbildung 53: Beulspannung Überprüfung der Pfeiler (GZT)	85	Figura 54: Verifica a taglio dei pilastri (SLU) .....	86
Abbildung 54: Schubüberprüfung der Pfeiler (GZT) .....	86	Figura 55: Sollecitazioni allo stato limite di esercizio della trave di ripartizione della soletta.....	88
Abbildung 55: Belastungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Plattenverteilungsbalkens .....	88	Figura 56: Sollecitazioni allo stato limite di fessurazione della trave di ripartizione della soletta.....	88
Abbildung 56: Belastungen auf Rissgrenzzustand des Plattenverteilungsbalkens .....	88	Figura 57: Sollecitazioni allo stato limite ultimo della trave di ripartizione della soletta .....	89
Abbildung 57: Belastungen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit des Plattenverteilungsbalkens .....	89	Figura 58: Verifiche allo stato limite di Esercizio della trave di ripartizione della soletta (SLE) .....	90
Abbildung 58: Überprüfungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Plattenverteilungsbalkens (GZG)	90	Figura 59: Verifiche allo stato limite di apertura delle Fessure della trave di ripartizione della soletta (FR e QP).....	90
Abbildung 59: Überprüfungen auf Öffnungsgrenzzustand der Risse des Plattenverteilungsbalkens (FR und QP) .....	90	Figura 60: Verifica pressoflessione della trave di ripartizione della soletta (SLU) .....	91
Abbildung 60: Beulspannung Überprüfung des Plattenverteilungsbalkens (GZT) .....	91	Figura 61: Verifica a taglio della trave di ripartizione della soletta (SLU)	92
Abbildung 61: Schubüberprüfung des Plattenverteilungsbalkens (GZT)	92	Figura 62: Sollecitazioni allo stato limite di esercizio della trave di ripartizione della controsoletta.....	93
Abbildung 62: Belastungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Gegenplattenverteilungsbalkens	93	Figura 63: Sollecitazioni allo stato limite di fessurazione della trave di ripartizione della controsoletta.....	93
Abbildung 63: Belastungen auf Rissgrenzzustand des Gegenplattenverteilungsbalkens.....	93	Figura 64: Sollecitazioni allo stato limite di fessurazione della trave di ripartizione della controsoletta.....	93
		Figura 65: Sollecitazioni allo stato limite ultimo della trave di ripartizione della controsoletta .....	94

Abbildung 64: Belastungen auf Rissgrenzzustand des Gegenplattenverteilungsbalkens .....	93	Figura 66: Verifiche allo stato limite di Esercizio della trave di ripartizione della controsoletta (SLE) .....	95
Abbildung 65: Belastungen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit des Gegenplattenverteilungsbalkens .....	94	Figura 67: Verifiche allo stato limite di apertura delle Fessure della trave di ripartizione della controsoletta (FR e QP) .....	95
Abbildung 66: Überprüfungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Gegenplattenverteilungsbalkens (GZG) .....	95	Figura 68: Verifica pressoflessione della trave di ripartizione della controsoletta (SLU).....	96
Abbildung 67: Überprüfungen auf Öffnungsgrenzzustand der Risse des Gegenplattenverteilungsbalken (FR und QP)....	95	Figura 69: Verifica a taglio della trave di ripartizione della controsoletta (SLU) .....	97
Abbildung 68: Beulspannung Überprüfung des Gegenplattenverteilungsbalken (GZT) .....	96	Figura 70: Sollecitazioni allo stato limite di esercizio del torrino .....	98
Abbildung 69: Schubüberprüfung des Gegenplattenverteilungsbalkens (GZT) .....	97	Figura 71: Sollecitazioni allo stato limite del torrino .....	98
Abbildung 70: Belastungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Abstiegsschachts .....	98	Figura 72: Sollecitazioni allo stato limite ultimo del torrino .....	98
Abbildung 71: Belastungen auf Grenzzustand des Abstiegsschachts .....	98	Figura 73: Verifiche allo stato limite di Esercizio del torrino (SLE) .....	99
Abbildung 72: Belastungen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit des Abstiegsschachts .....	98	Figura 74: Verifiche allo stato limite di apertura delle Fessure del torrino (FR e QP).....	100
Abbildung 73: Überprüfungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Abstiegsschachts (GZG) .....	99	Figura 75: Verifica pressoflessione del torrino (SLU).....	101
Abbildung 74: Überprüfungen auf Öffnungsgrenzzustand der Abstiegsschachtrisse (FR und QP) .....	100	Figura 76: Verifica a taglio del torrino (SLU) .....	101
Abbildung 75: Beulspannung Überprüfung des Abstiegsschachts (GZT).....	101	Figura 77: Verifiche a capacità portante della fondazione della vasca .....	109
Abbildung 76: Schubüberprüfung des Abstiegsschachts (GZG) .....	101		
Abbildung 77: Überprüfungen auf Tragfähigkeit des Beckenfundaments .....	109		

### 5.3 ANLAGENVERZEICHNIS

- Anhang 1 - ZUSAMMENFASSUNG DER BELASTUNGEN UND ÜBERPÜFUNG DER BECKENELEMENTE

### 5.4 REFERENZDOKUMENTE

#### 5.4.1 Eingangsdokumente

- [1] Bohrung Up-B-03/06 - Stratigrafie

#### 5.4.2 Normen und Richtlinien

- [1] Technische Konstruktionsnormen 2008 – NTC 2008;
- [2] Leitfaden N.617, Vorgehensweise zur Anwendung der "Neue technische Konstruktionsnormen", laut MD 14. Januar 2008

### 5.3 ELENCO DELLE APPENDICI

- APPENDICE 1 - RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICA DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LA VASCA

### 5.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 5.4.1 Documenti in ingresso

- [1] Sondaggio Up-B-03/06 - Stratigrafia

#### 5.4.2 Normative e Linee Guida

- [1] Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 – NTC 2008
- [2] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008

- [3] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Planung von für Stahlbetonbauwerke und Dokumente zur nationalen Umsetzung;
- [4] UNI EN 197-1
- [5] UNI 11104:2004
- [6] UNI EN 206-1:2006

#### 5.4.3 Ausgangsdokumente

- [7] 02\_H61\_WB\_993\_KEN\_D0700\_16401 - Brenner Basistunnel – Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Untertage-Hydraulik - Lageplan und Schnitte Hydraulik-Bauwerke
- [8] 02\_H61\_WB\_993\_KSC\_D0700\_16402 - Brenner Basistunnel – Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3- Untertage-Hydraulik - Sammelbecken - Schalung
- [9] 02\_H61\_WB\_993\_KST\_D0700\_16404 - Brenner Basistunnel – Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Untertage-Hydraulik - Sammelbecken - Bewehrung

#### 5.4.4 Literatur

- [10] Migliacci – F. Mola: Progetto agli stati limite delle strutture in c.a. Masson Italia Editori 1985
- [11] C. Cestelli Guidi: Geotecnica e tecnica delle fondazioni Ulrico Hoepli Editore 1987
- [12] R. Lancellotta: Geotecnica Edizioni Zanichelli 1987
- [13] Bowles J.E.: Foundation Analysis and Design 4th edition McGraw-Hill – New York, 1988

#### 5.5 PROGRAMME FÜR DIE AUTOMATISCHE ANALYSE

- [14] Sap2000 Advanced rel. 15.1.0 – Structural Analysis program Computers and Structures, Inc. – Berkeley CA, USA. Programma di calcolo ad elementi finiti monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali

- [3] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale
- [4] UNI EN 197-1
- [5] UNI 11104:2004
- [6] UNI EN 206-1:2006

#### 5.4.3 Documenti in uscita

- [7] 02\_H61\_WB\_993\_KEN\_D0700\_16401 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione Esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Idraulica in sotterraneo – Planimetria e sezioni opere idrauliche
- [8] 02\_H61\_WB\_993\_KSC\_D0700\_16402 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione Esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Idraulica in sotterraneo – Vasca di accumulo - Carpenteria
- [9] 02\_H61\_WB\_993\_KST\_D0700\_16404 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione Esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Idraulica in sotterraneo – Vasca di accumulo - Armatura

#### 5.4.4 Letteratura

- [10] Migliacci – F. Mola: Progetto agli stati limite delle strutture in c.a. Masson Italia Editori 1985
- [11] C. Cestelli Guidi: Geotecnica e tecnica delle fondazioni Ulrico Hoepli Editore 1987
- [12] R. Lancellotta: Geotecnica Edizioni Zanichelli 1987
- [13] Bowles J.E.: Foundation Analysis and Design 4th edition McGraw-Hill – New York, 1988

#### 5.5 PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA

- [14] Sap2000 Advanced rel. 15.1.0 – Structural Analysis program Computers and Structures, Inc. – Berkeley CA, USA. Programma di calcolo ad elementi finiti monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali

# ANHANG 1 - ZUSAMMENFASSUNG DER BELASTUNGEN UND ÜBERPÜFUNG DER BECKENELEMENTE

# APPENDICE 1 - RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICA DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LA VASCA

Anhang 1 zeigt die Ergebnisse der Analyse mit Finite-Elemente auf, welche mit Hilfe des Berechnungsprogramms mit Finite-Elemente **SAP2000 Advanced** auf dem Beckenquerschnitt durchgeführt wurden.

In den folgenden Abbildungen werden die Diagramme der Belastungsgeflechte bzgl. 1 m Beckenstück aufgezeigt.

L'appendice 1 riporta i risultati delle analisi ad elementi finiti condotte con l'ausilio del programma di calcolo ad elementi finiti **SAP2000 Advanced** sulla sezione trasversale della vasca.

Nelle seguenti illustrazioni sono riportati i diagrammi di involucro delle sollecitazioni per la porzione di 1m di vasca.

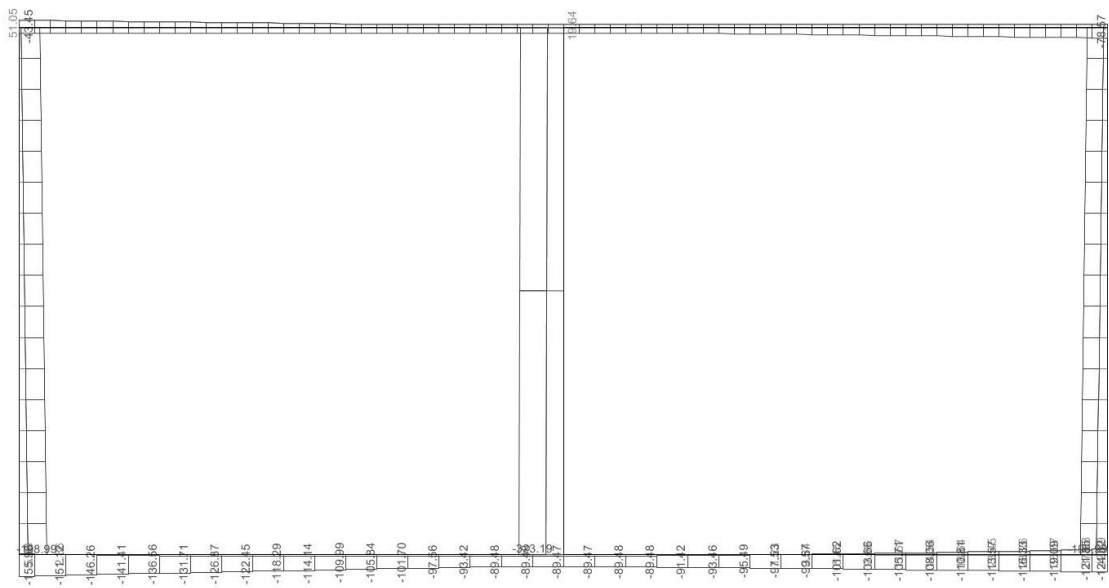


Abbildung 19: Gesamtgeflecht auf Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit - Axialwirkung [kN]

Figura 19: Involuppo totale agli Stati Limite di Esercizio – Azione assiale [kN]

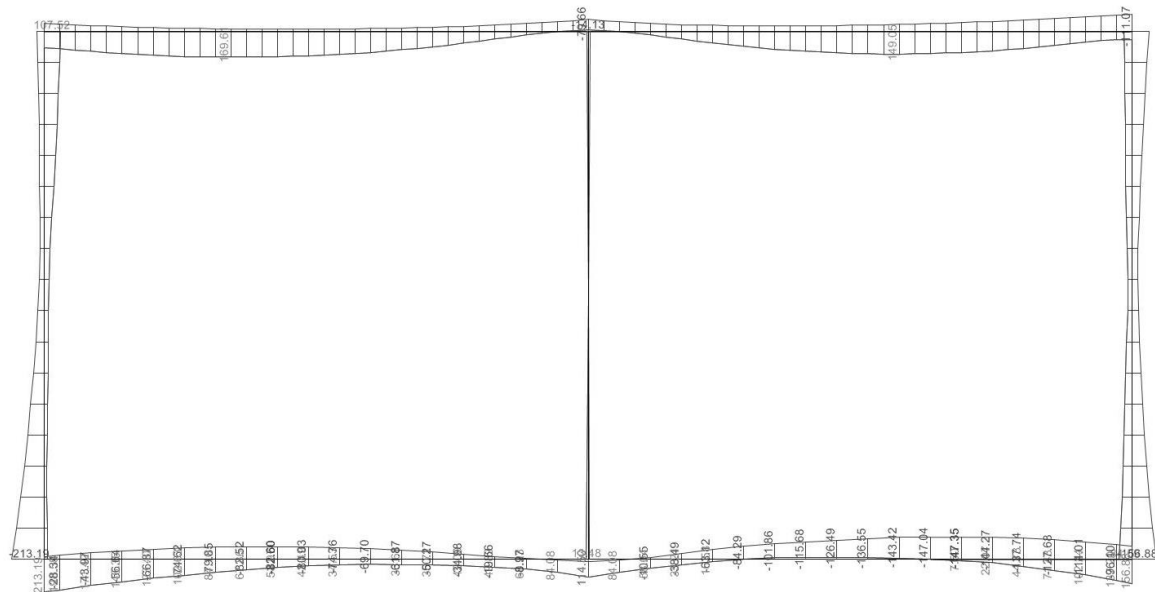


Abbildung 20: Gesamtgeflecht auf Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit - Biegemoment [kNm]

Figura 20: Involuppo totale agli Stati Limite di Esercizio – Momento flettente [kNm]

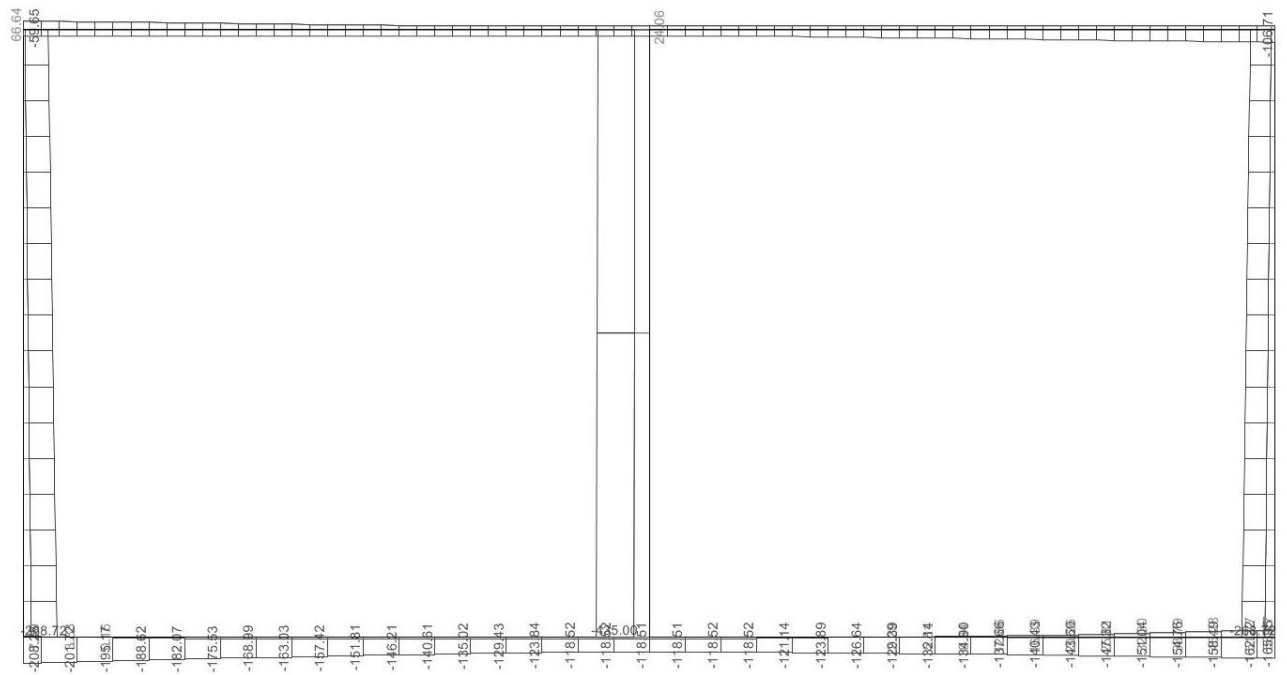


Abbildung 21: Gesamtgeflecht auf Grenzzustände der Tragfähigkeit - Axialwirkung [kN]

Figura 21: Involuppo totale agli Stati Limite Ultimi – Azione assiale [kN]

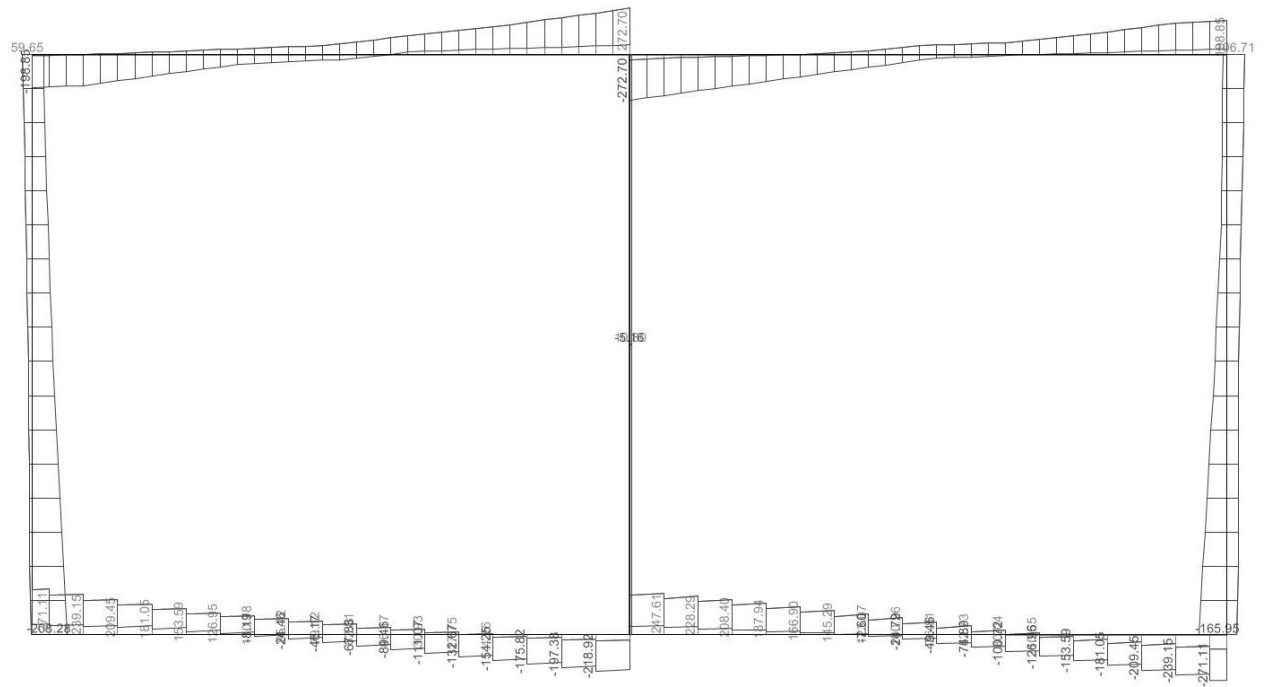


Abbildung 22: Gesamtgeflecht auf Grenzzustände der Tragfähigkeit - Schubwirkung [kN]

Figura 22: Involuppo totale agli Stati Limite Ultimi – Azione tagliante [kN]

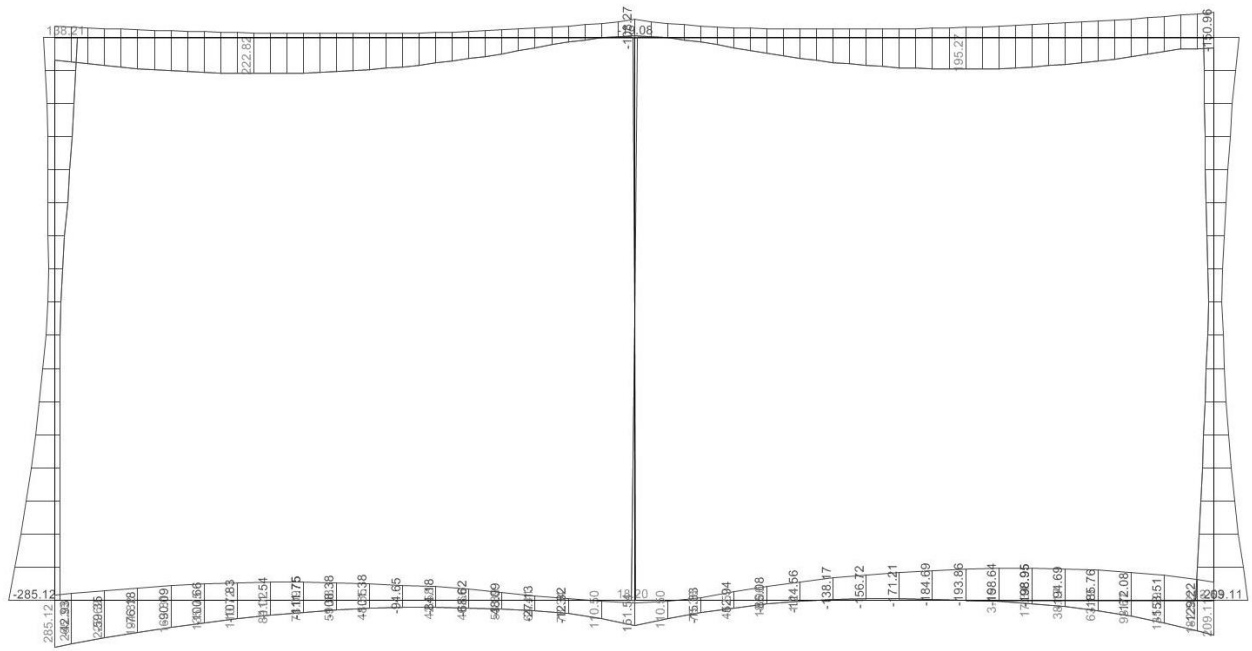


Abbildung 23: Gesamtgeflecht auf Grenzzustände der Tragfähigkeit - Biegemoment [kNm]

Figura 23: Involuppo totale agli Stati Limite Ultimi – Momento flettente [kNm]

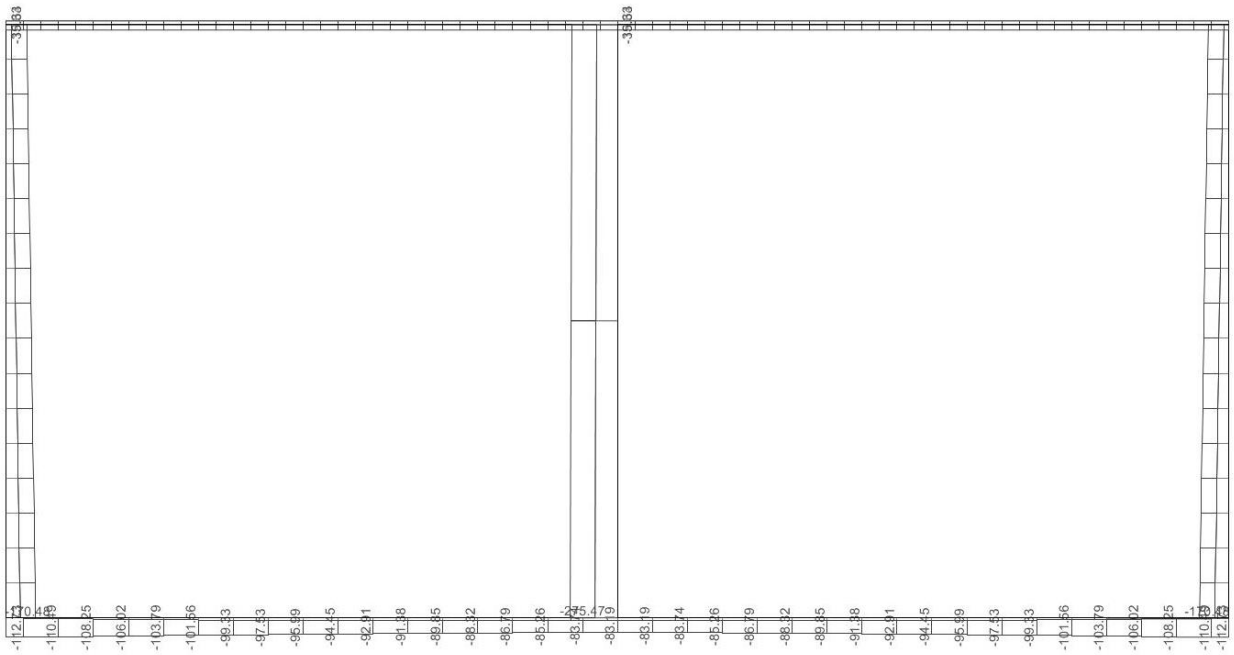


Abbildung 24: Gesamtgeflecht häufige Kombination - Axialwirkung [kN]

Figura 24: Involuppo totale combinazione Frequente – Azione assiale [kN]

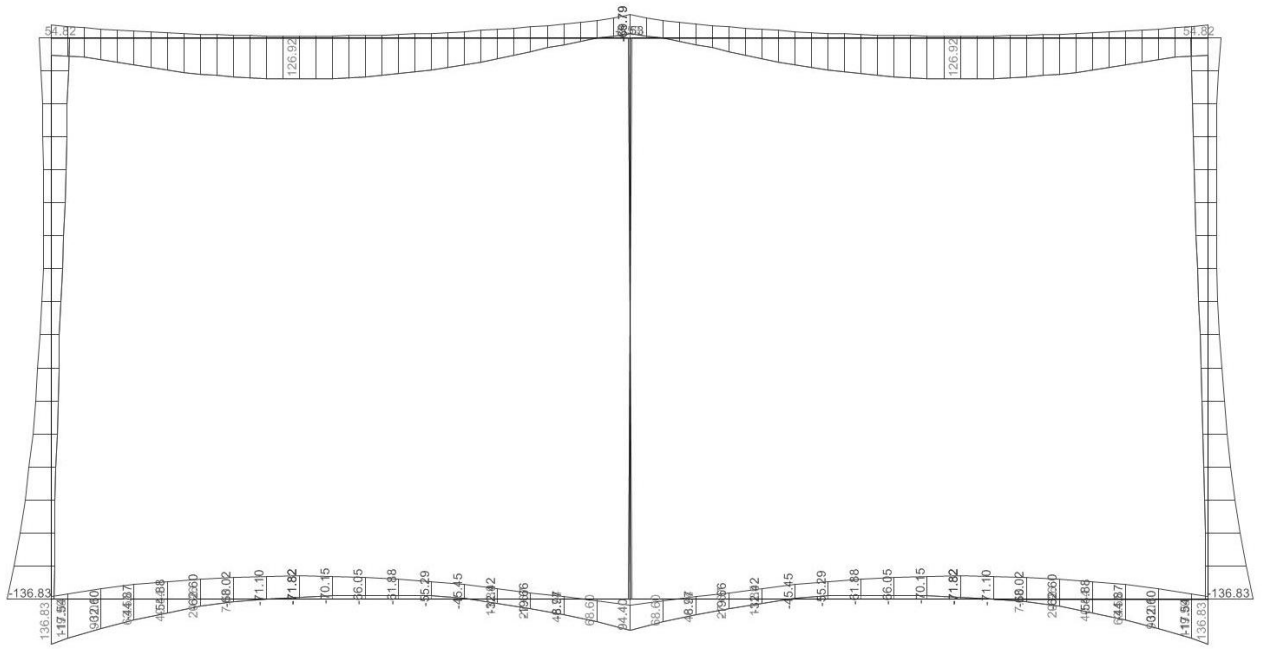


Abbildung 25: Gesamtgeflecht Häufige Kombination - Biegemoment [kNm]

Figura 25: Involuppo totale combinazione Frequente – Momento flettente [kNm]

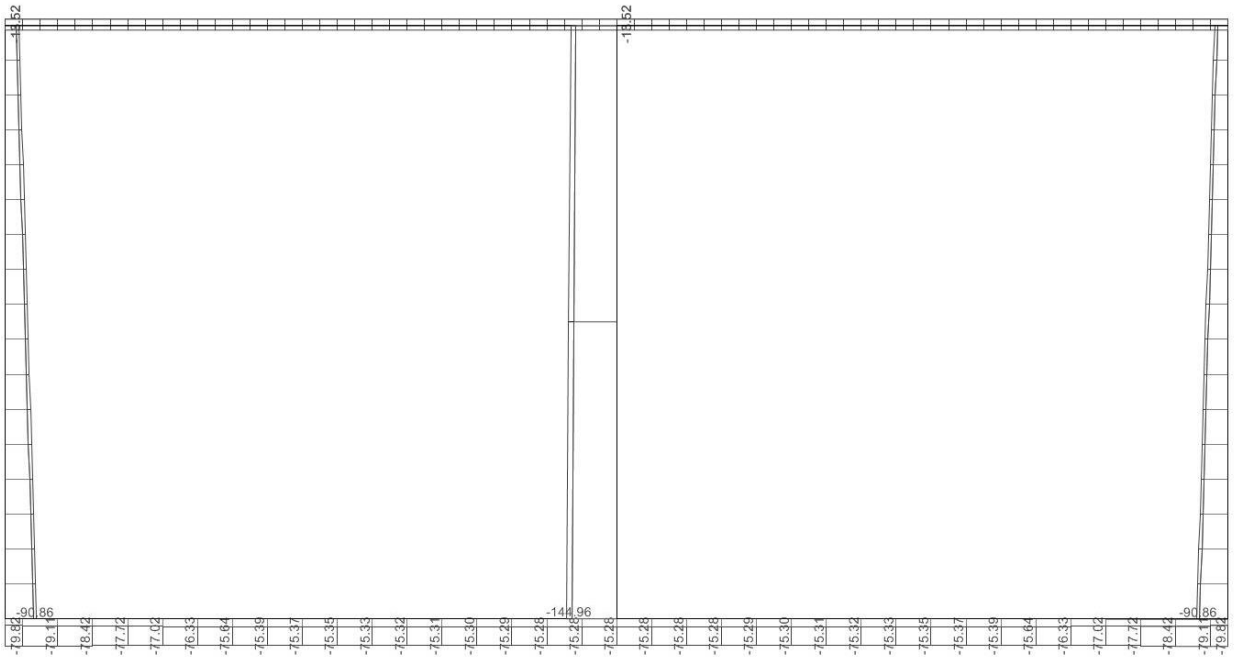


Abbildung 26: Gesamtgeflecht Fast Dauerhafte Kombination - Axialwirkung [kN]

Figura 26: Involuppo totale combinazione Quasi Permanente – Azione assiale [kN]

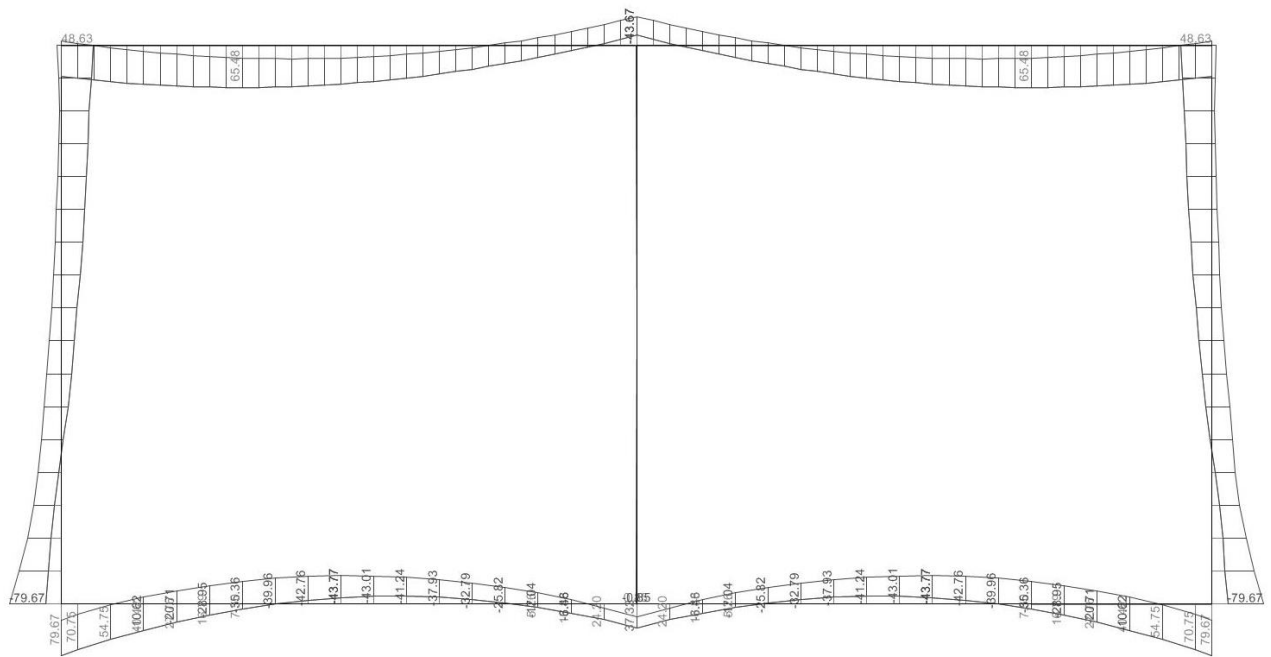


Abbildung 27: Gesamtgeflecht Fast Dauerhafte Kombination - Biegemoment [kNm]

Figura 27: Involuppo totale combinazione Quasi Permanente – Momento flettente [kNm]



## Zusammenfassung der Belastungen

Die benutzten Belastungen für die Überprüfung der strukturellen Elemente, wie Platte, Gegenplatte, Widerlager und Pfeiler, werden in folgenden zusammenfassenden Tabellen aufgezeigt. Die Belastungen bzgl. den Pfeilern schließen bereits die nicht beabsichtigten Exzentrizitätswirkungen (2%) ein.

Die Überprüfungen des Verteilungsbalkens, sowohl des unteren als auch des oberen, sowie des Abstiegsschachts werden einzeln in folgenden Absätzen gruppiert, da sie nicht Teil des gleichen benutzten Berechnungsmodells sind.

## Riepilogo delle sollecitazioni

Le sollecitazioni utilizzate per le verifiche degli elementi strutturali quali soletta, controsoletta, piedritti e pilastri vengono riportate nelle seguenti tabelle riepilogative. Le sollecitazioni relative ai pilastri risultano essere già comprensive degli effetti dell'eccentricità non intenzionale (2%).

Le verifiche della trave di ripartizione sia inferiore che superiore e del torrino vengono raggruppate singolarmente nei paragrafi successivi in quanto non facenti parte dello stesso modello di calcolo utilizzato.

### Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Soletta)

#### Kombinationen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit (Platte)

Asta Stab	Combinazione Kombination	Distanza [m] Abstand	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	Note
42	SLU-STR-267	1.217	24.25	-4.64	222.82	Momento massimo / Max. Moment
43	SLU-STR-270	3.550	-96.83	88.68	-150.96	Momento minimo / Min.Moment
42	SLU-STR-075	3.550	-23.72	272.70	-75.82	Taglio massimo / Max. Schub
42	SLU-STR-251	0.000	66.64	-51.66	114.94	Azione assiale massima / Max. Axialwirkung
43	SLU-STR-326	3.550	-106.71	186.89	-122.97	Azione assiale minima / Min.Axialwirkung

Abbildung 28: Belastungen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit der Platte

Figura 28: Sollecitazioni allo stato limite ultimo della soletta

### Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Controsoletta)

#### Kombinationen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit (Gegenplatte)

Asta Stab	Combinazione Kombination	Distanza [m] Abstand	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	Note
4	SLU-STR-272	0.000	-201.58	193.87	285.12	Momento massimo / Max. Moment
33	SLU-STR-265	0.203	12.62	7.74	-198.95	Momento minimo / Min.Moment
4	SLU-STR-086	0.101	-101.14	271.11	121.11	Taglio massimo / Max. Schub
39	SLU-STR-266	0.000	58.27	-158.69	-115.65	Azione assiale massima / Max. Axialwirkung
4	SLU-STR-271	0.000	-208.28	190.12	271.17	Azione assiale minima / Min.Axialwirkung

Abbildung 29: Belastungen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit der Gegenplatte

Figura 29: Sollecitazioni allo stato limite ultimo della controsoletta

### Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Piedritti)

#### Kombinationen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit (Widerlager)

	Combinazione	Distanza	N	V	M	Note
--	--------------	----------	---	---	---	------

Asta Stab	Kombination	[m] Abstand	[kN]	[kN]	[kNm]	
1	SLU-STR-267	3.450	-118.01	-45.43	138.21	<i>Momento massimo / Max. Moment</i>
1	SLU-STR-272	0.000	-193.87	-201.58	-285.12	<i>Momento minimo / Min.Moment</i>
1	SLU-STR-271	0.000	-190.12	-208.28	-271.17	<i>Taglio massimo / Max. Schub</i>
1	SLU-GEO-331	3.450	-10.02	-39.11	99.83	<i>Azione assiale massima / Max. Axialwirkung</i>
3	SLU-STR-142	0.000	-268.72	-101.14	-148.49	<i>Azione assiale minima / Min.Axialwirkung</i>

Abbildung 30: Belastungen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit der Widerlager

Figura 30: Sollecitazioni allo stato limite ultimo dei piedritti

**Combinazioni a Stato Limite Ultimo (Pilastrì)**  
**Kombinationen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit (Pfeiler)**

Asta Stab	Combinazione Kombination	Distanza [m] Abstand	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	Note
44	SLU-STR-266	0.000	-1164.82	38.90	88.80	Momento massimo / Max.Moment
44	SLU-STR-266	3.450	-1109.49	38.90	-90.88	Momento minimo / Min.Moment
44	SLU-STR-266	3.450	-1109.49	38.90	-90.88	Taglio massimo / Max. Schub
44	SLU-GEO-006	3.450	-419.47	0.00	8.39	Azione assiale massima / Max. Axialwirkung
44	SLU-STR-059	0.000	-1566.00	0.00	-31.32	Azione assiale minima / Min.Axialwirkung

Abbildung 31: Belastungen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit der Pfeiler      Figura 31: Sollecitazioni allo stato limite ultimo dei pilastrì

**Combinazioni a Stato Limite di Esercizio (Soletta)**  
**Kombinationen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Platte)**

Asta Stab	Combinazione Kombination	Distanza [m] Abstand	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	Note
42	SLE-267	1.217	19.66	-2.95	169.61	Momento massimo / Max. Moment
43	SLE-270	3.550	-71.26	65.63	-111.07	Momento minimo / Min.Moment
42	SLE-075	3.550	-15.88	202.48	-52.73	Taglio massimo / Max. Schub
42	SLE-251	0.000	51.05	-37.78	90.28	Azione assiale massima / Max. Axialwirkung
43	SLE-326	3.550	-78.57	138.37	-90.33	Azione assiale minima / Min.Axialwirkung

Abbildung 32: Belastungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Platte      Figura 32: Sollecitazioni allo stato limite di esercizio della soletta

**Combinazioni a Stato Limite di Esercizio (Controsoletta)**  
**Kombinationen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Gegenplatte)**

Asta Stab	Combinazione Kombination	Distanza [m] Abstand	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	Note
4	SLE-272	0.000	-150.39	143.47	213.19	Momento massimo / Max. Moment
33	SLE-265	0.203	8.26	6.11	-147.35	Momento minimo / Min.Moment
4	SLE-086	0.101	-75.39	200.76	90.59	Taglio massimo / Max. Schub
39	SLE-266	0.000	42.69	-117.49	-84.79	Azione assiale massima / Max. Axialwirkung
4	SLE-271	0.000	-155.98	140.35	201.56	Azione assiale minima / Min.Axialwirkung

Abbildung 33: Belastungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Gegenplatte

Figura 33: Sollecitazioni allo stato limite di esercizio della controsoletta

<b>Combinazioni a Stato Limite di Esercizio (Piedritti)</b>						
<b>Kombinationen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Widerlager)</b>						
Asta Stab	Combinazione Kombination	Distanza [m]	N	V	M	Note
		Abstand	[kN]	[kN]	[kNm]	
1	SLE-267	3.450	-86.93	-35.34	107.52	<i>Momento massimo / Max. Moment</i>
1	SLE-272	0.000	-143.47	-150.39	-213.19	<i>Momento minimo / Min.Moment</i>
1	SLE-271	0.000	-140.35	-155.98	-201.56	<i>Taglio massimo / Max. Schub</i>
1	SLE-331	3.450	-10.89	-42.56	98.03	<i>Azione assiale massima / Max. Axialwirkung</i>
3	SLE-142	0.000	-198.99	-75.39	-110.87	<i>Azione assiale minima / Min.Axialwirkung</i>

Abbildung 34: Belastungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Widerlager

Figura 34: Sollecitazioni allo stato limite di esercizio dei piedritti

**Combinazioni a Stato Limite di Esercizio (Pilastrì)**  
**Kombinationen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Pfeiler)**

Asta Stab	Combinazione Kombination	Distanza [m] Abstand	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	Note
44	SLE-266	0.000	-863.26	28.81	65.79	Momento massimo / Max.Moment
44	SLE-266	3.450	-822.27	28.81	-67.32	Momento minimo / Min.Moment
44	SLE-266	3.450	-822.27	28.81	-67.32	Taglio massimo / Max. Schub
44	SLE-SIS-06	3.450	-423.56	3.39	-15.62	Azione assiale massima / Max. Axialwirkung
44	SLE-059	0.000	-1163.48	0.00	23.27	Azione assiale minima / Min.Axialwirkung

Abbildung 35: Belastungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Pfeiler

Figura 35: Sollecitazioni allo stato limite di esercizio dei pilastri

**Combinazioni a Stato Limite di Fessurazione (Soletta)**  
**Kombinationen auf Rissgrenzzustand (Platte)**

Asta Stab	Combinazione Kombination	Distanza [m] Abstand	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	Note
42	SLE-QP-11	1.116	13.80	0.30	65.48	Momento massimo (QP) / Max. Moment (QP)
42	SLE-QP-26	3.550	7.53	62.98	-43.67	Momento minimo (QP) / Min.Moment (QP)
42	SLE-QP-27	1.116	18.52	-0.40	63.15	Azione assiale massima (QP) / Max. Axialwirkung (QP)
42	SLE-FR-075	1.521	-7.90	0.33	126.92	Momento massimo (FR) / Max. Moment (FR)
42	SLE-FR-090	3.550	-8.79	161.23	-69.79	Momento minimo (FR) / Min. Moment (FR)
42	SLE-FR-027	1.116	19.64	0.22	68.63	Azione assiale massima (FR) / Max. Axialwirkung (FR)

Abbildung 36: Belastungen auf Rissgrenzzustand der Platte

Figura 36: Sollecitazioni allo stato limite di fessurazione della soletta

**Combinazioni a Stato Limite di Fessurazione (Controsoletta)**  
**Kombinationen auf Rissgrenzzustand (Gegenplatte)**

Asta Stab	Combinazione Kombination	Distanza [m] Abstand	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	Note
39	SLE-QP-24	0.101	-74.23	-87.03	79.67	Momento massimo (QP) / Max. Moment (QP)
31	SLE-QP-09	0.000	-29.62	-9.61	-43.77	Momento minimo (QP) / Min. Moment (QP)

39	SLE-QP-10	0.101	-18.77	-89.20	36.20	<i>Azione assiale massima (QP) / Max. Axialwirkung (QP)</i>
39	SLE-FR-152	0.101	-107.14	-165.20	136.83	<i>Momento massimo (FR) / Max. Moment (FR)</i>
31	SLE-FR-073	0.203	-23.66	12.87	-71.82	<i>Momento minimo (FR) / Min. Moment (FR)</i>
39	SLE-FR-074	0.000	-0.56	-95.76	-6.23	<i>Azione assiale massima (FR) / Max. Axialwirkung (FR)</i>

Abbildung 37: Belastungen auf Rissgrenzzustand der Gegenplatte

Figura 37: Sollecitazioni allo stato limite di fessurazione della controsoletta

<b>Combinazioni a Stato Limite di Fessurazione (Piedritti)</b> <b>Kombinationen auf Rissgrenzzustand (Widerlager)</b>						
Asta Stab	Combinazione Kombination	Distanza [m] Abstand	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	Note
1	SLE-QP-11	3.450	-30.50	-13.80	48.63	Momento massimo (QP) / Max. Moment (QP)
3	SLE-QP-24	0.000	-87.03	-74.23	-79.67	Momento minimo (QP) / Min. Moment (QP)
1	SLE-QP-11	3.450	-30.50	-13.80	48.63	Azione assiale massima (QP) Max. Axialwirkung (QP)
1	SLE-FR-011	3.450	-29.87	-14.92	54.82	Momento massimo (FR) / Max. Moment (FR)
3	SLE-FR-152	0.000	-165.20	-107.14	-136.83	Momento minimo (FR) / Min. Moment (FR)
1	SLE-FR-011	3.450	-29.87	-14.92	54.82	Azione assiale massima (FR) Max. Axialwirkung (FR)

Abbildung 38: Belastungen auf Rissgrenzzustand der Widerlager      Figura 38: Sollecitazioni allo stato limite di fessurazione dei piedritti

<b>Combinazioni a Stato Limite di Fessurazione (Pilastrì)</b> <b>Kombinationen auf Rissgrenzzustand (Pfeiler)</b>						
Asta Stab	Combinazione Kombination	Distanza [m] Abstand	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	Note
44	SLE-QP-09	0.000	-510.59	1.72	13.27	Momento massimo (QP) / Max. Moment (QP)
44	SLE-QP-24	0.000	-481.10	-1.72	-12.68	Momento minimo (QP) / Min. Moment (QP)
44	SLE-QP-06	3.450	-428.85	0.00	8.58	Azione assiale massima (QP) / Max. Axialwirkung (QP)
44	SLE-FR-152	3.450	-815.23	-10.72	36.23	Momento massimo (FR) / Max. Moment (FR)
44	SLE-FR-073	3.450	-844.73	10.72	-36.82	Momento minimo (FR) / Min. Moment (FR)
44	SLE-FR-006	3.450	-427.86	0.00	8.56	Azione assiale massima (FR) / Max. Axialwirkung (FR)

Abbildung 39: Belastungen auf Rissgrenzzustand der Pfeiler

Figura 39: Sollecitazioni allo stato limite di fessurazione dei pilastrì

## Überprüfung der Platte

Für die Platte wird ein rechteckiger Querschnitt, 1.00x0.60 m, überprüft; die benutzte Biegebewehrung sieht vor:

- Lage von  $\phi 20/20$  cm an der Innenseite, d.h. Beckenseite, mit Abstandhalter  $\phi 10/20$ ;
- Lage von  $\phi 20/20$  cm an der Außenseite, mit Abstandhalter  $\phi 10/20$ .

Die netto Betondeckung beträgt 8.5 cm an der Innenseite und 5 cm an der Außenseite des Schnitts.

In Folge werden die Biegeüberprüfungen (GZG) aufgezeigt.

## Verifica della soletta

Per la soletta si verifica una sezione rettangolare 1.00x0.60 m, l'armatura a flessione utilizzata prevede:

- Strato di  $\phi 20/20$  cm all'intradosso, cioè lato vasca, con ripartitori  $\phi 10/20$ ;
- Strato di  $\phi 20/20$  cm all'estradosso, con ripartitori  $\phi 10/20$ .

Il copriferro netto è pari a 8.5 cm all'intradosso e 5 cm all'estradosso della sezione.

Di seguito sono riportate le verifiche a flessione (SLE).

		SLE	
		SLE-267	SLE-270
<b>STRESS CHARACTERISTICS SLS</b>		42	43
Design value of Axial Force	$N_{sd}$ [kN]	0	0
Design value of Bending Moment	$M_{sd}$ [kNm]	170	-111
Design value of Shear Force	$T_{sd}$ [kN]	0.00	0.00
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>		42	43
Overall depth of the cross section	$h$ [mm]	600	600
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$ [mm]	1000	1000
Effective depth of the cross section	$d$ [mm]	495.0	530.0
Neutral axis depth	$x$ [mm]	120.0	132.0
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-5.01	-3.11
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	240.69	143.93
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-19.92	-19.92
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>		OK	OK

Abbildung 40: Überprüfungen auf Grenz Zustand der Gebrauchstauglichkeit der Platte (GZG)

In Folge werden die Rissüberprüfungen aufgezeigt.

Figura 40: Verifiche allo stato limite di Esercizio della soletta (SLE)

Di seguito sono riportate le verifiche a fessurazione.

		FR		QP	
		SLE-FR-075	SLE-FR-090	SLE-QP-11	SLE-QP-26
<b>STRESS CHARACTERISTICS SLS</b>		42	42	42	42
Design value of Axial Force	$N_{sd}$ [kN]	0	0	0	0
Design value of Bending Moment	$M_{sd}$ [kNm]	127	-70	65	-44
Design value of Shear Force	$T_{sd}$ [kN]	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>		42	42	42	42
Overall depth of the cross section	$h$ [mm]	600	600	600	600
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$ [mm]	1000	1000	1000	1000
Effective depth of the cross section	$d$ [mm]	495.0	530.0	495.0	530.0
Neutral axis depth	$x$ [mm]	123.0	132.0	118.0	128.0
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-3.75	-1.95	-1.93	-1.22
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	175.27	90.44	95.03	58.86
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-19.92	-19.92	-14.94	-14.94
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00	360.00	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>		OK	OK	OK	OK
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>		42	42	42	42
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	33.20	33.20	33.20	33.20
Mean value of axial tensile strength of concrete ( $=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C50/60)	$f_{ctm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	3.099	3.099	3.099	3.099
Characteristic axial tensile strength of concrete ( $=0.7f_{ctm}$ )	$f_{ctk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2.169	2.169	2.169	2.169
Partial factor of concrete	$\gamma_c$ [-]	1.500	1.500	1.500	1.500
Design tensile resistance of concrete	$f_{ctd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1.446	1.446	1.446	1.446
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ( $f_{ct,eff}$ )	$f_{ct,eff}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	3.099	3.099	3.099	3.099
Elastic modulus of reinforcing steel	$E_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete	$E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	33643	33643	33643	33643
$= E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$ [-]	6.24	6.24	6.24	6.24
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	$k_t$ [-]	0.40	0.40	0.40	0.40
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	159000	156000	160667	157333
Number of rebar in tension area	$n$ [-]	5.0	5.0	5.0	5.0
Rebar main diameter	$\phi$ [mm]	20	20	20	20
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	$A_{s1}$ [mm <sup>2</sup> ]	1571	1571	1571	1571
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$ [-]	0.0099	0.0101	0.0098	0.0100
Main strain	$\epsilon_{sm,cm}$ [%]	0.501	0.258	0.272	0.168
Rebar cover	$c$ [mm]	50	50	50	50
Rebar spacing	$s$ [mm]	200	200	200	200
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	$k_b$ [-]	0.80	0.80	0.80	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	$k_2$ [-]	0.50	0.50	0.50	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_3$ [-]	3.40	3.40	3.40	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_4$ [-]	0.425	0.425	0.425	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$ [mm]	514.16	507.66	517.76	510.55
Crack width	$w_k$ [mm]	0.257	0.131	0.141	0.086
Crack width limit	$w_{lim}$ [mm]	0.300	0.300	0.200	0.200
<b>VERIFICATION RESULT</b>		OK	OK	OK	OK

Abbildung 41: Überprüfungen des Öffnungsgrenz Zustand der Plattenrisse

Figura 41: Verifiche allo stato limite di apertura delle Fessure della soletta (FR e QP)



In Folge wird die Biegeüberprüfung (GZT) durchgeführt.

Di seguito è effettuata la verifica a flessione (SLU).

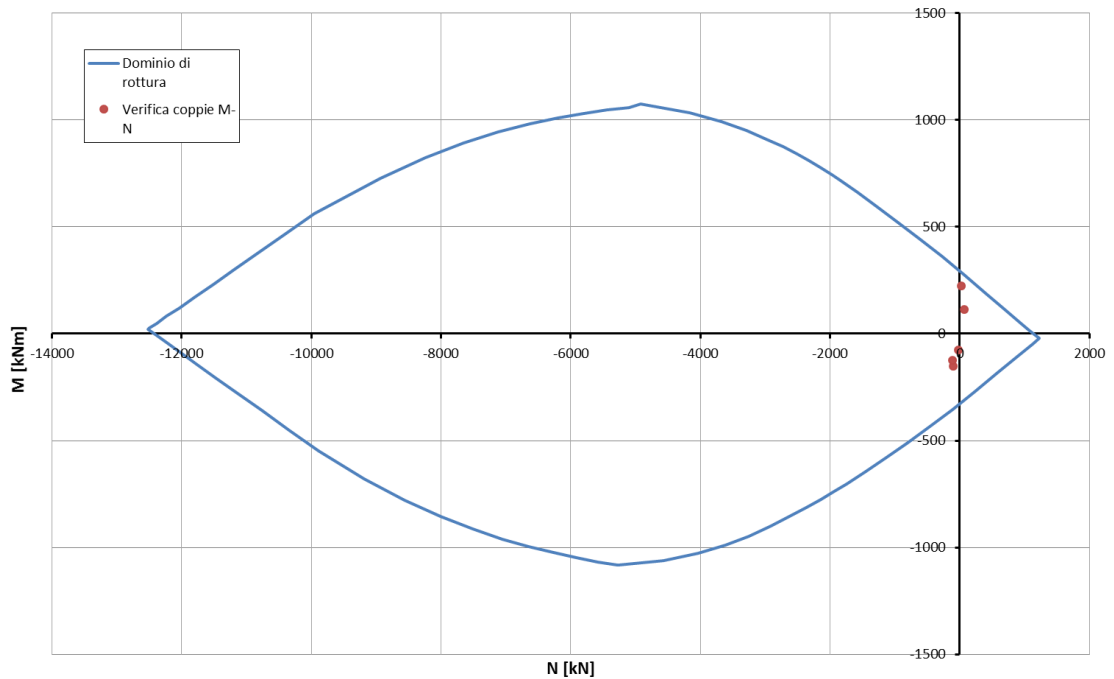


Abbildung 42: Beulspannung Überprüfung der Platte (GZT)

Figura 42: Verifica pressoflessione della soletta (SLU)

In Folge wird die Schubüberprüfung des Schnittstellenschnitts zwischen Verteilungsbalken und Platte durchgeführt. Di seguito è effettuata la verifica a taglio nella sezione di interfaccia fra trave di ripartizione e soletta:

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	33	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	18.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	204.14	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d$	=	495	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	1570	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0032	--

**VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)**

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.64	--
Tensione dipendente dal fattore $k$ e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.42	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	208.82	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>212.95</b>	<b>kN</b>

**VERIFICA SODDISFATTA:**

*non occorre armatura trasversale resistente a taglio.*

Abbildung 43: Schubüberprüfung der Platte (GZT)

Figura 43: Verifica a taglio della soletta (SLU)

## Überprüfung der Gegenplatte

Für die Gegenplatte wird ein rechteckiger Querschnitt 1.00x0.70 m überprüft; die benutzte Biegebewehrung sieht vor:

- Lage von  $\phi 20/20$  cm an der Innenseite, mit Abstandhalter  $\phi 10/20$ ;
- Lage von  $\phi 20/20$  cm an der Außenseite, d.h. Beckenseite, mit Abstandhalter  $\phi 10/20$ .

Die netto Betondeckung beträgt 5 cm.

In Folge werden die Biegeüberprüfungen (GZG) aufgezeigt.

## Verifica della controsoletta

Per la controsoletta si verifica una sezione rettangolare 1.00x0.70 m, l'armatura a flessione utilizzata prevede:

- Strato di  $\phi 20/20$  cm all'intradosso, con ripartitori  $\phi 10/20$ ;
- Strato di  $\phi 20/20$  cm all'estradosso, cioè lato vasca, con ripartitori  $\phi 10/20$ .

Il copriferro netto è pari a 5 cm.

Di seguito sono riportate le verifiche a flessione (SLE).

		SLE	
		SLE-272	SLE-265
		4	33
<b>STRESS CHARACTERISTICS SLS</b>			
Design value of Axial Force	$N_{sd}$ [kN]	0	0
Design value of Bending Moment	$M_{sd}$ [kNm]	213	-147
Design value of Shear Force	$T_{sd}$ [kN]	0.00	0.00
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>			
Overall depth of the cross section	$h$ [mm]	700	700
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$ [mm]	1000	1000
Effective depth of the cross section	$d$ [mm]	630.0	630.0
Neutral axis depth	$x$ [mm]	140.0	138.0
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-4.31	-2.97
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	229.65	161.25
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-19.92	-19.92
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>		OK	OK

Abbildung 44: Überprüfungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Gegenplatte (GZG)

Figura 44: Verifiche allo stato limite di Esercizio della controsoletta (SLE)

In Folge werden die Rissüberprüfungen aufgezeigt.

Di seguito sono riportate le verifiche a fessurazione.

		FR		QP	
		SLE-FR-152	SLE-FR-073	SLE-QP-24	SLE-QP-09
		39	31	39	31
<b>STRESS CHARACTERISTICS SLS</b>					
Design value of Axial Force	$N_{sd}$ [kN]	0	0	0	0
Design value of Bending Moment	$M_{sd}$ [kNm]	137	-72	80	-44
Design value of Shear Force	$T_{sd}$ [kN]	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>					
Overall depth of the cross section	$h$ [mm]	700	700	700	700
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$ [mm]	1000	1000	1000	1000
Effective depth of the cross section	$d$ [mm]	630.0	630.0	630.0	630.0
Neutral axis depth	$x$ [mm]	140.0	140.0	140.0	140.0
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-2.76	-1.45	-1.61	-0.88
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	147.39	77.36	85.82	47.15
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-19.92	-19.92	-14.94	-14.94
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00	360.00	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>		OK	OK	OK	OK
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>					
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	33.20	33.20	33.20	33.20
Mean value of axial tensile strength of concrete (=0.3 $f_{ck}^{0.9}$ per C50/60)	$f_{ctm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	3.099	3.099	3.099	3.099
Characteristic axial tensile strength of concrete (=0.7 $f_{ctm}$ )	$f_{ctk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2.169	2.169	2.169	2.169
Partial factor of concrete	$\gamma_c$ [-]	1.500	1.500	1.500	1.500
Design tensile resistance of concrete	$f_{ctd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1.446	1.446	1.446	1.446
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ( $f_{ct,eff}$ )	$f_{ct,eff}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	3.099	3.099	3.099	3.099
Elastic modulus of reinforcing steel	$E_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete	$E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	33643	33643	33643	33643
= $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$ [-]	6.24	6.24	6.24	6.24
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	$k_t$ [-]	0.40	0.40	0.40	0.40
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	175000	175000	175000	175000
Number of rebar in tension area	$n_l$ [-]	5.0	5.0	5.0	5.0
Rebar main diameter	$\phi_l$ [mm]	20	20	20	20
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	$A_{sl}$ [mm <sup>2</sup> ]	1571	1571	1571	1571
= $A_{sl}/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$ [-]	0.0090	0.0090	0.0090	0.0090
Main strain	$\epsilon_{sm} \cdot \kappa_{sm}$ [%]	0.421	0.221	0.245	0.135
Rebar cover	$c$ [mm]	50	50	50	50
Rebar spacing	$s$ [mm]	200	200	200	200
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	$k_1$ [-]	0.80	0.80	0.80	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	$k_2$ [-]	0.50	0.50	0.50	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_3$ [-]	3.40	3.40	3.40	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_4$ [-]	0.425	0.425	0.425	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$ [mm]	548.79	548.79	548.79	548.79
Crack width	$w_k$ [mm]	0.231	0.121	0.135	0.074
Crack width limit	$w_{lim}$ [mm]	0.300	0.300	0.200	0.200
<b>VERIFICATION RESULT</b>		OK	OK	OK	OK

Abbildung 45: Überprüfungen auf Öffnungsgrenzzustand der Gegenplattenrisse (FR und QP)

Figura 45: Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure della controsoletta (FR e QP)

In Folge wird die Biegeüberprüfung (GZT) durchgeführt.

Di seguito è effettuata la verifica a flessione (SLU).

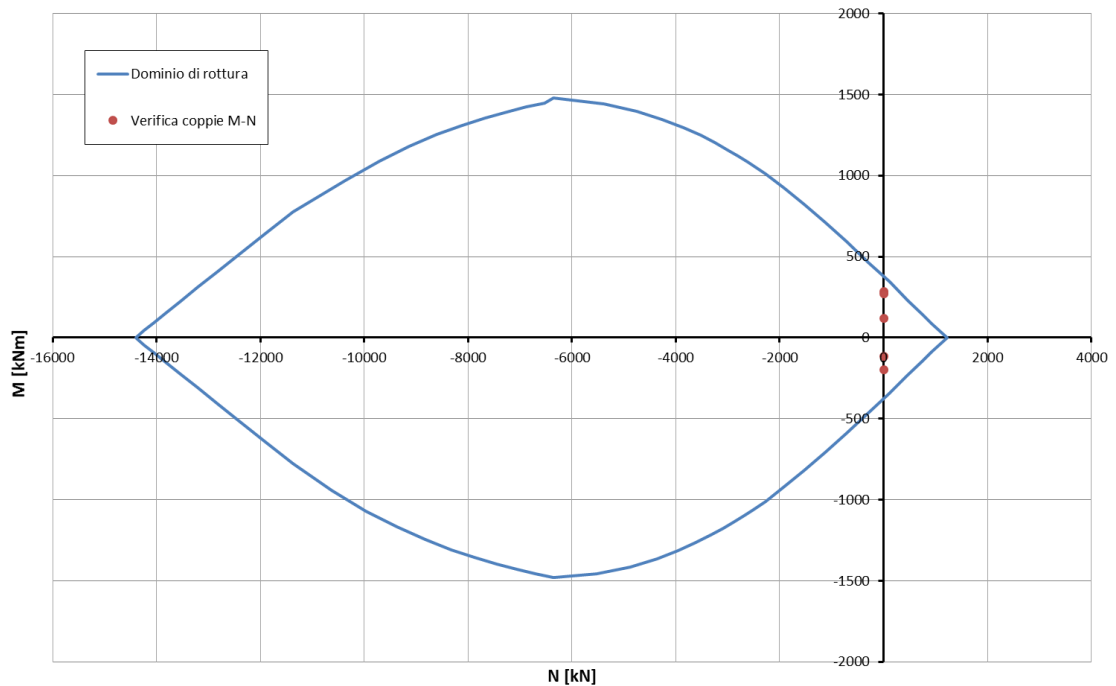


Abbildung 46 Beulspannung Überprüfung der Gegenplatte (GZT):

Figura 46: Verifica pressoflessione della controsoletta (SLU)

In Folge wird die Schubüberprüfung am Schnitt zwischen Gegenplatte und Widerlager durchgeführt.

Di seguito è effettuata la verifica a taglio nella sezione di stacco fra controsoletta e piedritto:

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls  
 Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls  
 Resistenza di calcolo a compressione del cls  
 Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio

$R_{ck}$  = 40 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{ck}$  = 33 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{cd}$  = 18.81 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{yd}$  = 391.30 N/mm<sup>2</sup>

**Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente  
 Valore di calcolo della forza assiale associata a  $V_{Ed}$   
 Valore di calcolo del momento flettente associato a  $V_{Ed}$

$V_{Ed}$  = 239.15 kN  
 $N(V_{Ed})$  = 0.00 kN  
 $M(V_{Ed})$  = 0.00 kNm

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione  
 Larghezza minima della sezione

$d$  = 630 mm  
 $b_w$  = 1000 mm

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali  
 Numero tondini longitudinali utilizzati  
 Area totale di armatura longitudinale in zona tesa  
 Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )

$\varnothing$  = 20 mm  
 $n$  = 5 --  
 $A_{sl}$  = 1570 mm<sup>2</sup>  
 $\rho_l$  = 0.0025 --

**VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)**

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )  
 Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls  
 Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )  
 Resistenza ultima a taglio minima

$k$  = 1.56 --  
 $v_{min}$  = 0.39 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{cp}$  = 0.00 N/mm<sup>2</sup>  
 $V_{Rd,min}$  = 248.37 kN  
 $V_{Rd}$  = 248.37 kN

**Resistenza ultima a taglio ( $V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$ )**

**VERIFICA SODDISFATTA:**

*non occorre armatura trasversale resistente a taglio.*

Abbildung 47: Schubüberprüfung der Gegenplatte (GZT)

Figura 47: Verifica a taglio della controsoletta (SLU)

## Überprüfung der Widerlager

Für die Widerlager wird ein rechteckiger Querschnitt 1.00x0.60 m überprüft; die benutzte Biegebewehrung sieht vor:

- Lage von  $\phi 16/20$  cm an der Innenseite, d.h. Beckenseite, mit Abstandhalter  $\phi 10/20$ ;
- Lage von  $\phi 20/20$  cm an der Außenseite, mit Abstandhalter  $\phi 10/20$ .

Die netto Betondeckung beträgt 5 cm.

In Folge werden die Biegeüberprüfungen (GZG) aufgezeigt.

## Verifica dei piedritti

Per i piedritti si verifica una sezione rettangolare 1.00x0.60 m, l'armatura a flessione utilizzata prevede:

- Strato di  $\phi 16/20$  cm all'intradosso, cioè lato vasca, con ripartitori  $\phi 10/20$ ;
- Strato di  $\phi 20/20$  cm all'estradosso, con ripartitori  $\phi 10/20$ .

Il copriferro netto è pari a 5 cm.

Di seguito sono riportate le verifiche a flessione (SLE).

		SLE	
		SLE-267	SLE-272
		1	1
<b>STRESS CHARACTERISTICS SLS</b>			
Design value of Axial Force	$N_{sd}$ [kN]	-87	-143
Design value of Bending Moment	$M_{sd}$ [kNm]	108	-213
Design value of Shear Force	$T_{sd}$ [kN]	0.00	0.00
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>			
		1	1
Overall depth of the cross section	$h$ [mm]	600	600
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$ [mm]	1000	1000
Effective depth of the cross section	$d$ [mm]	532.0	530.0
Neutral axis depth	$x$ [mm]	126.0	151.0
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-3.44	-5.99
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	170.64	230.95
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-19.92	-19.92
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>		<b>OK</b>	<b>OK</b>

Abbildung 48: Überprüfungen auf Grenz Zustand der Gebrauchstauglichkeit der Widerlager (GZG)

Figura 48: Verifiche allo stato limite di Esercizio dei piedritti (SLE)

In Folge werden die Rissüberprüfungen aufgezeigt.

Di seguito sono riportate le verifiche a fessurazione.

		FR		QP	
		SLE-FR-011	SLE-FR-152	SLE-QP-11	SLE-QP-24
		1	3	1	3
<b>STRESS CHARACTERISTICS SLS</b>					
Design value of Axial Force	$N_{sd}$ [kN]	-30	-165	-31	-87
Design value of Bending Moment	$M_{sd}$ [kNm]	55	-137	49	-80
Design value of Shear Force	$T_{sd}$ [kN]	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>					
		1	3	1	3
Overall depth of the cross section	$h$ [mm]	600	600	600	600
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$ [mm]	1000	1000	1000	1000
Effective depth of the cross section	$d$ [mm]	532.0	530.0	532.0	530.0
Neutral axis depth	$x$ [mm]	118.0	169.0	121.0	165.0
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-1.75	-3.86	-1.56	-2.25
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	94.00	127.37	81.43	76.59
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-19.92	-19.92	-14.94	-14.94
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00	360.00	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>					
		1	3	1	3
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	33.20	33.20	33.20	33.20
Mean value of axial tensile strength of concrete (=0.3 $f_{ck}^{0.9}$ per C50/60)	$f_{ctm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	3.099	3.099	3.099	3.099
Characteristic axial tensile strength of concrete (=0.7 $f_{ctm}$ )	$f_{ctk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2.169	2.169	2.169	2.169
Partial factor of concrete	$\gamma_c$ [-]	1.500	1.500	1.500	1.500
Design tensile resistance of concrete	$f_{ctd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1.446	1.446	1.446	1.446
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ( $f_{ct,eff}$ )	$f_{ct,eff}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	3.099	3.099	3.099	3.099
Elastic modulus of reinforcing steel	$E_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete	$E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	33643	33643	33643	33643
= $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$ [-]	6.24	6.24	6.24	6.24
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	$k_t$ [-]	0.40	0.40	0.40	0.40
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	160667	143667	159667	145000
Number of rebar in tension area	$n_l$ [-]	5.0	5.0	5.0	5.0
Rebar main diameter	$\phi_l$ [mm]	16	20	16	20
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	$A_{sl}$ [mm <sup>2</sup> ]	1005	1571	1005	1571
= $A_{sl}/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$ [-]	0.0063	0.0109	0.0063	0.0108
Main strain	$\epsilon_{sm} \cdot \kappa_{cm}$ [%]	0.269	0.364	0.233	0.219
Rebar cover	$c$ [mm]	50	50	50	50
Rebar spacing	$s$ [mm]	200	200	200	200
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	$k_1$ [-]	0.80	0.80	0.80	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	$k_2$ [-]	0.50	0.50	0.50	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_3$ [-]	3.40	3.40	3.40	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_4$ [-]	0.425	0.425	0.425	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$ [mm]	604.71	480.97	602.00	483.85
Crack width	$w_k$ [mm]	0.162	0.175	0.140	0.106
Crack width limit	$w_{lim}$ [mm]	0.300	0.300	0.200	0.200
<b>VERIFICATION RESULT</b>		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

Abbildung 49: Überprüfungen auf Öffnungsgrenz Zustand der Widerlagerisse (FR und QP)

Figura 49: Verifiche allo stato limite di apertura delle Fessure dei piedritti (FR e QP)

In Folge wird die Biegeüberprüfung (GZT) durchgeführt.

Di seguito è effettuata la verifica a flessione (SLU).

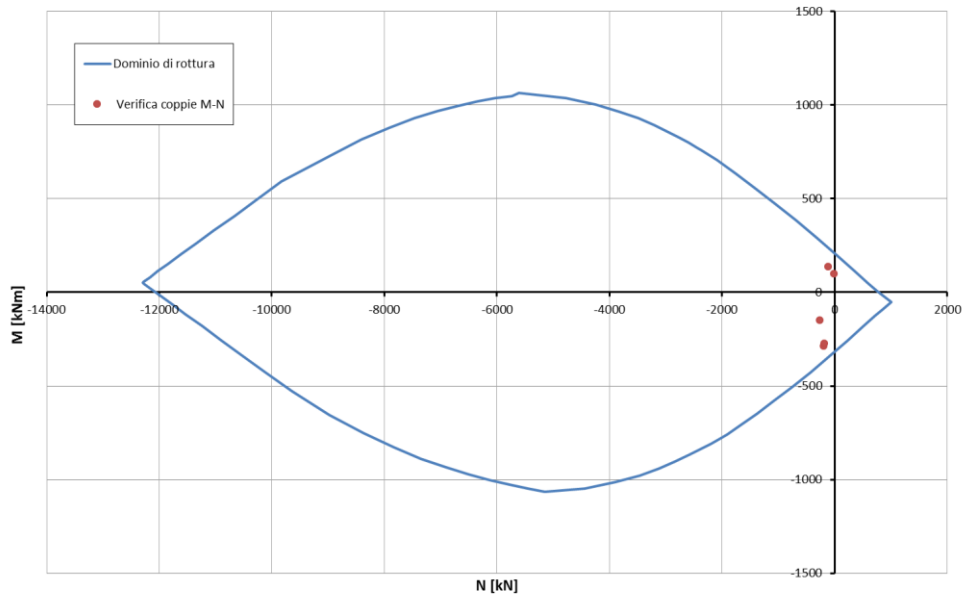


Abbildung 50: Beulspannung Überprüfung der Widerlager (GZT)  
In Folge wird die Schubüberprüfung durchgeführt.

Figura 50: Verifica pressoflessione dei piedritti (SLU)  
Di seguito è effettuata la verifica a taglio.

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls  
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls  
Resistenza di calcolo a compressione del cls  
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio

$R_{ck}$	=	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	=	33	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	=	18.81	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente  
Valore di calcolo della forza assiale associata a  $V_{Ed}$   
Valore di calcolo del momento flettente associato a  $V_{Ed}$

$V_{Ed}$	=	<b>208.28</b>	kN
$N(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kN
$M(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kNm

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione  
Larghezza minima della sezione

$d$	=	<b>530</b>	mm
$b_w$	=	<b>1000</b>	mm

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali  
Numero tondini longitudinali utilizzati  
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa  
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )

$\varnothing$	=	<b>20</b>	mm
$n$	=	<b>5</b>	--
$A_{sl}$	=	1570	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	=	0.0030	--

**VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)**

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )  
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls  
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )  
Resistenza ultima a taglio minima  
**Resistenza ultima a taglio ( $V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$ )**

$k$	=	1.61	--
$v_{min}$	=	0.41	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
$V_{Rd,min}$	=	219.22	kN
$V_{Rd}$	=	<b>219.97</b>	kN

**VERIFICA SODDISFATTA:**

**non occorre armatura trasversale resistente a taglio.**

Abbildung 51: Schubüberprüfung der Widerlager (GZT)

Figura 51: Verifica a taglio dei piedritti (SLU)

## Überprüfung der Pfeiler

Die Pfeiler weisen eine Innere freie Höhe von 280 cm, sowie einen rechteckigen Querschnitt von 60x40 cm. Die freie Höhe wird mit 3+3 Rundstäbe  $\varnothing 12$  an den Längsseiten und mit 1+1 zentralen Rundstäben  $\varnothing 12$  als Konsolträger bewehrt; diese Eisen werden von geeigneten Spannbügel  $\varnothing 8$ , Abstand 10 cm, mit Zusatz von Bügel  $\varnothing 8$  "geschlossen".

Die Rissüberprüfungen können vernünftigerweise wegfallen, weil der Querschnitt sich immer als vollkommen komprimiert erweisen wird.

In Folge werden die Biegeüberprüfungen (GZG) aufgezeigt.

## Verifica dei pilastri

I pilastri hanno un'altezza interna libera pari a 280 cm e sezione rettangolare pari a 60x40 cm. Essa viene armata con 3+3 tondini  $\varnothing 12$  sui lati lunghi e con 1+1 tondini centrali  $\varnothing 12$  come reggistaffe; tali ferri verranno "chiusi" dalle apposite staffe  $\varnothing 8$  passo 10 cm, con l'aggiunta di spilli  $\varnothing 8$ .

Le verifiche a fessurazione possono essere ragionevolmente omesse in quanto la sezione risulterà sempre interamente compressa.

Di seguito sono riportate le verifiche a flessione (SLE).

			SLE	
			SLE-266	SLE-266
<b>STRESS CHARACTERISTICS SLS</b>			<b>44</b>	<b>44</b>
Design value of Axial Force	$N_{Sd}$	[kN]	-863	-822
Design value of Bending Moment	$M_{Sd}$	[kNm]	66	-67
Design value of Shear Force	$T_{Sd}$	[kN]	0.00	0.00
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>			<b>44</b>	<b>44</b>
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	400	400
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	600	600
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	336.0	336.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	375.0	356.0
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-7.27	-7.27
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-8.44	-3.14
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-19.92	-19.92
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>	<b>OK</b>
			<b>Test</b>	<b>OK</b>

Abbildung 52: Überprüfungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Pfeiler (GZG)

Figura 52: Verifiche allo stato limite di Esercizio dei pilastri (SLE)

In Folge wird die Biegeüberprüfung (GZT) durchgeführt.

Di seguito è effettuata la verifica a flessione (SLU).

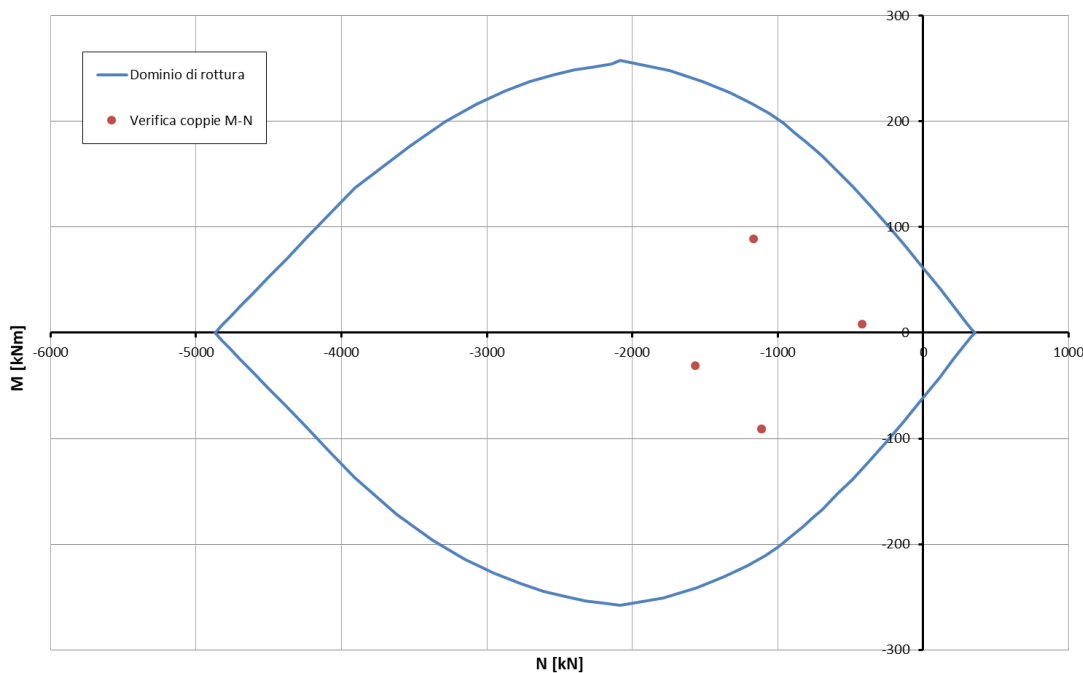


Abbildung 53: Beulspannung Überprüfung der Pfeiler (GZT)

Figura 53: Verifica pressoflessione dei pilastri (SLU)

In Folge wird die Schubüberprüfung durchgeführt.

Di seguito è effettuata la verifica a taglio.

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	33	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	18.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	<b>38.90</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kNm

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d$	=	<b>346</b>	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	<b>600</b>	mm

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\emptyset$	=	<b>12</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	<b>3</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sI}$	=	339	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_I$	=	0.0016	--

**VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)**

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.76	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.47	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	97.78	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>97.78</b>	<b>kN</b>

**VERIFICA SODDISFATTA:**

**non occorre armatura trasversale resistente a taglio.**

Abbildung 54: Schubüberprüfung der Pfeiler (GZT)

Figura 54: Verifica a taglio dei pilastri (SLU)

## Scherspannungsüberprüfung der Platte und der Gegenplatte

Die Gegenplatte sowie die Platte müssen auf Scherspannung, welche von den Pfeilern ausgehen könnte, überprüft werden.

Die NTC, des M.D. 14. Januar 2008, verweisen auf die Normen der bewiesenen Gültigkeit. Daher gemäß M.D. LL.PP. 16 Januar 1996, § 4.2.2.5, wird, in Ermangelung einer geeigneten Bewehrung, angenommen, dass der Widerstand auf Scherspannung folgender ist:

$$F_{Rdu} = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd}$$

Für die Gegenplatte hat man:

- $h$  = Gegenplattenstärke ( $h = 0.7$  m);
- $u$  = Umrissumfang, welcher vom effektiven Umfang durch  $45^\circ$  Verteilung bis zur Durchschnittsebene der Platte erhalten wurde ( $u = 4.80$  m);
- $f_{ctd}$  = Berechnungswert des Betonspannwiderstands ( $f_{ctd} = 1.45$  MPa per  $R_{ck} 40$ ).

Es ergibt:

$$F_{Rdu} = 0.5 \cdot 4800 \cdot 700 \cdot 1.45 \cdot 10^{-3} = 2436 \text{ kN}$$

Für die Platte hat man:

- $h$  = Plattenstärke ( $h = 0.6$  m);
- $u$  = Umrissumfang, welcher vom effektiven Umfang durch  $45^\circ$  Verteilung bis zur Durchschnittsebene der Platte erhalten wurde ( $u = 4.40$  m);
- $f_{ctd}$  = Berechnungswert des Betonspannwiderstands ( $f_{ctd} = 1.45$  MPa per  $R_{ck} 40$ ).

Es ergibt:

$$F_{Rdu} = 0.5 \cdot 4400 \cdot 600 \cdot 1.45 \cdot 10^{-3} = 1914 \text{ kN}$$

Die Planhöchstbelastung auf Scherspannung ist:

$$F_{Sdu} = 1566 \text{ kN} \quad (\text{Kombination GZT})$$

Daher ist die Überprüfung zufriedenstellend.

## Verifica a punzonamento della soletta e della controsoletta

La controsoletta e la soletta vanno verificate nei riguardi del punzonamento che potrebbe essere indotto dai pilastri.

Le NTC di cui al D.M. 14 gennaio 2008 rimandano a Norme di comprovata validità. Pertanto in ossequio al D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996, § 4.2.2.5, in mancanza di un'apposita armatura la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$$F_{Rdu} = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd}$$

Per la controsoletta avremo:

- $h$  è lo spessore della controsoletta ( $h = 0.7$  m);
- $u$  è il perimetro del contorno ottenuto dal quello effettivo mediante ripartizione a  $45^\circ$  fino al piano medio della lastra ( $u = 4.80$  m);
- $f_{ctd}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione del calcestruzzo ( $f_{ctd} = 1.45$  MPa per  $R_{ck} 40$ ).

Risulta:

$$F_{Rdu} = 0.5 \cdot 4800 \cdot 700 \cdot 1.45 \cdot 10^{-3} = 2436 \text{ kN}$$

Per la soletta avremo:

- $h$  è lo spessore della soletta ( $h = 0.6$  m);
- $u$  è il perimetro del contorno ottenuto dal quello effettivo mediante ripartizione a  $45^\circ$  fino al piano medio della lastra ( $u = 4.40$  m);
- $f_{ctd}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione del calcestruzzo ( $f_{ctd} = 1.45$  MPa per  $R_{ck} 40$ ).

Risulta:

$$F_{Rdu} = 0.5 \cdot 4400 \cdot 600 \cdot 1.45 \cdot 10^{-3} = 1914 \text{ kN}$$

La massima sollecitazione di progetto a punzonamento è pari a:

$$F_{Sdu} = 1566 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLU})$$

Pertanto la verifica è soddisfatta.



## Überprüfung des Verteilungsbalkens der Platte

Der Querschnitt des Verteilungsbalkens der Platte wird auf der Innenseite (Beckeninnerem) mit 10 $\phi$ 20 und auf der Außenseite (Beckenäußeren) mit 10 Rundstäben  $\phi$ 24 bewehrt. Die Längsbewehrung wird mit geeigneten Spannbügeln geschlossen (sie werden weiter unten im Bericht bemessen).

In Folge werden die Tabellen mit der Zusammenfassung der Belastungen und entsprechenden Überprüfungen gezeigt.

## Verifica della trave di ripartizione della soletta

La sezione della trave di ripartizione della soletta viene armata all'intradosso (interno vasca) con 10 $\phi$ 20 e all'estradosso (esterno vasca) con 10 tondini  $\phi$ 24. L'armatura longitudinale viene chiusa da apposite staffe (dimensionate nel seguito della trattazione).

Di seguito vengono presentate le tabelle con il riepilogo delle sollecitazioni e le relative verifiche.

<b>Combinazioni a Stato Limite di Esercizio</b>						
<b>Kombinationen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit</b>						
Asta Stab	Combinazione Kombination	Distanza [m]	N	V	M	Note
		Abstand [m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
3	SLE Max	1.800	0.00	58.54	313.18	<i>Momento massimo / Max. Moment</i>
8	SLE Min	3.400	0.00	78.13	-422.21	<i>Momento minimo / Min.Moment</i>
3	SLE Min	0.000	0.00	-684.16	-420.01	<i>Taglio massimo / Max. Schub</i>
8	SLE Min	3.400	0.00	78.13	-422.21	<i>Azione assiale massima / Max. Axialwirkung</i>
8	SLE Min	3.400	0.00	78.13	-422.21	<i>Azione assiale minima / Min.Axialwirkung</i>

Abbildung 55: Belastungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Plattenverteilungsbalkens

Figura 55: Sollecitazioni allo stato limite di esercizio della trave di ripartizione della soletta

<b>Combinazioni a Stato Limite di Fessurazione</b>						
<b>Kombinationen auf Rissgrenzzustand</b>						
Asta Stab	Combinazione Kombination	Distanza [m]	N	V	M	Note
		Abstand [m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
4	QP	1.800	0.00	-1.70	54.98	<i>Momento massimo (QP) / Max. Moment (QP)</i>
2	QP	3.600	0.00	178.06	-106.79	<i>Momento minimo (QP) / Min. Moment (QP)</i>
2	QP	3.600	0.00	178.06	-106.79	<i>Azione assiale massima (QP) / Max. Axialwirkung (QP)</i>
3	FR Max	1.800	0.00	43.90	247.87	<i>Momento massimo (FR) / Max. Moment (FR)</i>
2	FR Min	3.600	0.00	148.87	-341.71	<i>Momento minimo (FR) / Min. Moment (FR)</i>
2	FR Min	3.600	0.00	148.87	-341.71	<i>Azione assiale massima (FR) / Max. Axialwirkung (FR)</i>

Abbildung 56: Belastungen auf Rissgrenzzustand des Plattenverteilungsbalkens

Figura 56: Sollecitazioni allo stato limite di fessurazione della trave di ripartizione della soletta

**Combinazioni a Stato Limite Ultimo**  
**Kombinationen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit**

Asta Stab	Combinazione Kombination	Distanza [m]	N	V	M	Note
		Abstand	[kN]	[kN]	[kNm]	
3	SLU Max	1.800	0.00	79.02	422.80	<i>Momento massimo / Max. Moment</i>
8	SLU Min	3.400	0.00	105.48	-569.99	<i>Momento minimo / Min.Moment</i>
3	SLU Min	0.000	0.00	-923.62	-567.02	<i>Taglio massimo / Max. Schub</i>
8	SLU Min	3.400	0.00	105.48	-569.99	<i>Azione assiale massima / Max. Axialwirkung</i>
8	SLU Min	3.400	0.00	105.48	-569.99	<i>Azione assiale minima / Min.Axialwirkung</i>

Abbildung 57: Belastungen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit des Plattenverteilungsbalkens

Figura 57: Sollecitazioni allo stato limite ultimo della trave di ripartizione della soletta

In Folge werden die Biegeüberprüfungen (GZG) aufgezeigt.

Di seguito sono riportate le verifiche a flessione (SLE).

			SLE	
			SLE	SLE
STRESS CHARACTERISTICS SLS			3	8
Design value of Axial Force	$N_{sd}$	[kN]	0	0
Design value of Bending Moment	$M_{sd}$	[kNm]	313	-422
Design value of Shear Force	$T_{sd}$	[kN]	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			3	8
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	600	600
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	1400	1400
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	475.0	508.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	135.0	17.2
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-5.96	-6.83
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	230.97	205.57
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-19.92	-19.92
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>	<b>OK</b>

Abbildung 58: Überprüfungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Plattenverteilungsbalken (GZG)

Figura 58: Verifiche allo stato limite di Esercizio della trave di ripartizione della soletta (SLE)

In Folge werden die Rissüberprüfungen aufgezeigt.

Di seguito sono riportate le verifiche a fessurazione

			FR		QP	
			SLE-FR	SLE-FR	SLE-QP	SLE-QP
STRESS CHARACTERISTICS SLS			3	2	2	4
Design value of Axial Force	$N_{sd}$	[kN]	0	0	0	0
Design value of Bending Moment	$M_{sd}$	[kNm]	248	-342	55	-107
Design value of Shear Force	$T_{sd}$	[kN]	0.00	0.00	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			3	2	2	4
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	600	600	600	600
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	1400	1400	1400	1400
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	475.0	508.0	475.0	508.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	135.0	172.0	135.0	172.0
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-4.72	-5.53	-1.05	-1.73
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	182.81	166.37	40.55	51.99
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-19.92	-19.92	-14.94	-14.94
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00	360.00	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			3	2	2	4
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33.20	33.20	33.20	33.20
Mean value of axial tensile strength of concrete ( $=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C50/60)	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3.099	3.099	3.099	3.099
Characteristic axial tensile strength of concrete ( $=0.7f_{ctm}$ )	$f_{ctk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.169	2.169	2.169	2.169
Partial factor of concrete	$\gamma_c$	[-]	1.500	1.500	1.500	1.500
Design tensile resistance of concrete	$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.446	1.446	1.446	1.446
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ( $f_{ctm}$ )	$f_{ct,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3.099	3.099	3.099	3.099
Elastic modulus of reinforcing steel	$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete	$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33643	33643	33643	33643
$i = E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	[-]	6.24	6.24	6.24	6.24
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	$k_t$	[-]	0.40	0.40	0.40	0.40
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	217000	199733	217000	199733
Number of rebar in tension area	$n_l$	[-]	10.0	10.0	10.0	10.0
Rebar main diameter	$\phi_l$	[mm]	20	24	20	24
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	3142	4524	3142	4524
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0145	0.0226	0.0145	0.0226
Main strain	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	‰	0.522	0.495	0.116	0.149
Rebar cover	$c$	[mm]	70	70	70	70
Rebar spacing	$s$	[mm]	10	10	10	10
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	$k_1$	[-]	0.80	0.80	0.80	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	$k_2$	[-]	0.50	0.50	0.50	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_3$	[-]	3.40	3.40	3.40	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_4$	[-]	0.425	0.425	0.425	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	472.85	418.14	472.85	418.14
Crack width	$w_k$	[mm]	0.247	0.207	0.055	0.062
Crack width limit	$w_{lim}$	[mm]	0.300	0.300	0.200	0.200
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

Abbildung 59: Überprüfungen auf Öffnungsgrenzzustand der Risse des Plattenverteilungsbalken (FR und QP)

Figura 59: Verifiche allo stato limite di apertura delle Fessure della trave di ripartizione della soletta (FR e QP)

In Folge wird die Biegeüberprüfung (GZT) durchgeführt.

Di seguito è effettuata la verifica a flessione (SLU).

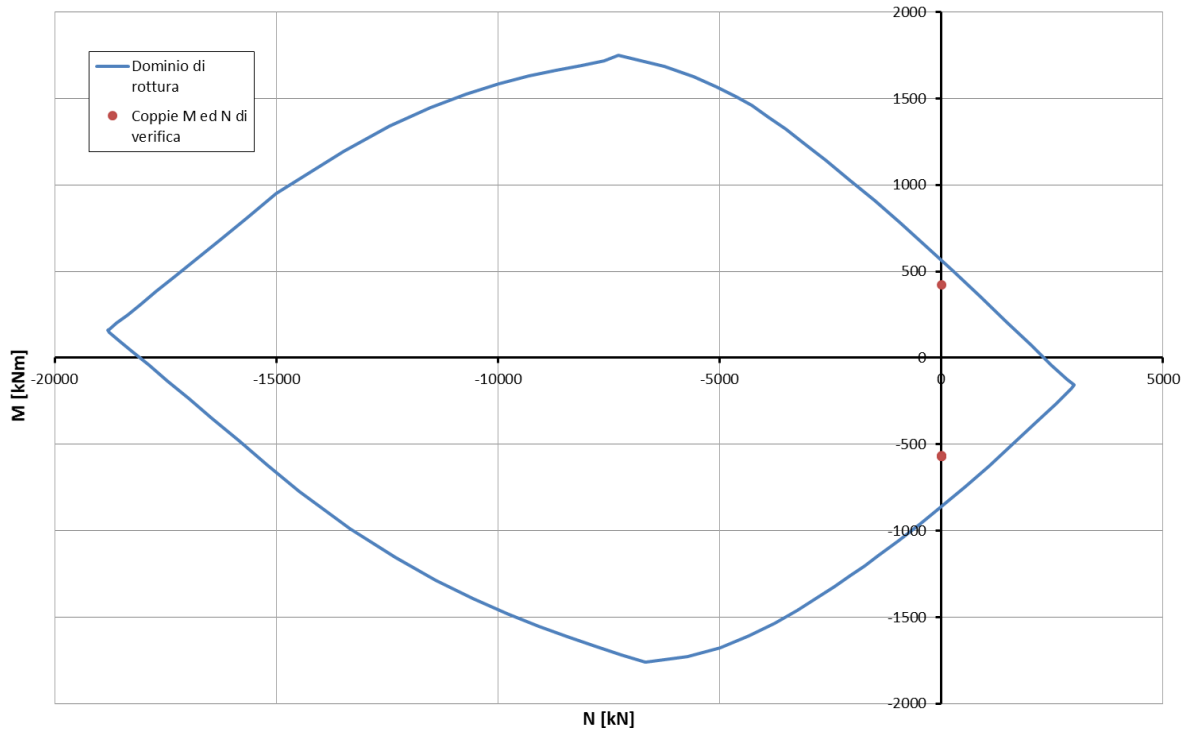


Abbildung 60: Beulspannung Überprüfung des Plattenverteilungsbalken (GZT)

Figura 60: Verifica pressoflessione della trave di ripartizione della soletta (SLU)

In Folge wird die Schubüberprüfung durchgeführt.

Di seguito è effettuata la verifica a taglio.

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck}$	=	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck}$	=	33	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd}$	=	18.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	<b>923.62</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kNm

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d$	=	<b>508</b>	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	<b>1400</b>	mm

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	<b>24</b>	mm
Numero tendini longitudinali utilizzati	$n$	=	<b>10</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	4520	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0064	--

**VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)**

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.63	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.42	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	297.78	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>383.80</b>	kN

**VERIFICA NON SODDISFATTA:**

*occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.*

**VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)**

**Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha$	=	90 °
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	14 mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw}$	=	4 --
Passo in direzione asse elemento	$s$	=	200 mm
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw}$	=	616 mm <sup>2</sup>

**Fattori di resistenza a compressione:**

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.86	<	9.41	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	22.00 °	
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	=	9.41 N/mm <sup>2</sup>	
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00 N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00 --	

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd}$	=	1363.84 kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd}$	=	2091.28 kN
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	$V_{Rd}$	=	<b>1363.84 kN</b>

**VERIFICA SODDISFATTA.**

Abbildung 61: Schubüberprüfung des Plattenverteilungsbalken (GZT)

Figura 61: Verifica a taglio della trave di ripartizione della soletta (SLU)

Es werden zwei Spannbügel, mit Durchmesser  $\varnothing 14$ , zweiarmig, mit Längsabstand 20 cm entlang der gesamten Balkenentwicklung, gelegt.

Vengono disposte 2 staffe di contenimento di diametro  $\varnothing 14$  a 2 braccia con passo longitudinale uguale a 20 cm lungo tutto lo sviluppo della trave.

## Überprüfung des Verteilungsbalken im Fundament Verifica della trave di ripartizione in fondazione

Der Querschnitt des Verteilungsbalkens der Gegenplatte (Maße 140x70 cm) wird auf der Innenseite mit 12φ16 und auf der Außenseite mit 12φ14 bewehrt; die Längsbewehrung wird von dazu bestimmten Spannbügeln geschlossen (sie werden weiter unten im Bericht bemessen).

La sezione della trave di ripartizione della controsoletta (dimensioni 140x70 cm) viene armata all'intradosso con 12φ16 e all'estradosso con 12φ14; l'armatura longitudinale viene chiusa da apposite staffe (dimensionate nel seguito della trattazione).

In Folge werden die Tabellen mit der Zusammenfassung der Belastungen und entsprechenden Überprüfungen gezeigt.

Di seguito vengono presentate le tabelle con il riepilogo delle sollecitazioni e le relative verifiche.

OutputCase	Frame	V2	M3	AZIONE:
Text	Text	KN	KN-m	WIRKUNG:
SLE	2	-367.87	220.61	Momento flettente massimo / Max. Biegemoment
SLE	2	-3.51	-113.64	Momento flettente minimo / Min. Biegemoment
SLE	4	367.87	220.61	Taglio massimo / Max. Schub
SLE	2	-367.87	220.61	Taglio minimo / Min. Schub

Abbildung 62: Belastungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Gegenplattenverteilungsbalkens

Figura 62: Sollecitazioni allo stato limite di esercizio della trave di ripartizione della controsoletta

OutputCase	Frame	V2	M3	AZIONE:
Text	Text	KN	KN-m	WIRKUNG:
SLE-FR	3	321.01	194.36	Momento flettente massimo / Max. Biegemoment
SLE-FR	2	-3.09	-100.12	Momento flettente minimo / Min. Biegemoment
SLE-FR	4	324.11	194.36	Taglio massimo / Max. Schub
SLE-FR	2	-324.11	194.36	Taglio minimo / Min. Schub

Abbildung 63: Belastungen auf Rissgrenzzustand des Gegenplattenverteilungsbalkens

Figura 63: Sollecitazioni allo stato limite di fessurazione della trave di ripartizione della controsoletta

OutputCase	Frame	V2	M3	AZIONE:
Text	Text	KN	KN-m	WIRKUNG:
SLE-QP	2	-226.33	135.73	Momento flettente massimo / Max. Biegemoment
SLE-QP	4	2.16	-69.92	Momento flettente minimo / Min. Biegemoment
SLE-QP	4	226.33	135.73	Taglio massimo / Max. Schub
SLE-QP	2	-226.33	135.73	Taglio minimo / Min. Schub

Abbildung 64: Belastungen auf Rissgrenzzustand des Gegenplattenverteilungsbalkens

Figura 64: Sollecitazioni allo stato limite di fessurazione della trave di ripartizione della controsoletta

OutputCase	Frame	V2	M3	AZIONE:
Text	Text	KN	KN-m	WIRKUNG:
SLU	2	-496.55	297.78	Momento flettente massimo / Max. Biegemoment

SLU	2	-4.74	-153.39	<i>Momento flettente minimo / Min. Biegemoment</i>
SLU	4	496.55	297.78	<i>Taglio massimo / Max. Schub</i>
SLU	2	-496.55	297.78	<i>Taglio minimo / Min. Schub</i>

Abbildung 65: Belastungen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit des Gegenplattenverteilungsbalkens

Figura 65: Sollecitazioni allo stato limite ultimo della trave di ripartizione della controsoletta

In Folge werden die Biegeüberprüfungen (GZG) aufgezeigt.

Di seguito sono riportate le verifiche a flessione (SLE).

			SLE	
			SLE	SLE
STRESS CHARACTERISTICS SLS			2	2
Design value of Axial Force	$N_{Sd}$	[kN]	0	0
Design value of Bending Moment	$M_{Sd}$	[kNm]	221	-114
Design value of Shear Force	$T_{Sd}$	[kN]	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			2	2
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	700	700
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	1000	1000
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	612.0	613.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	148.0	130.0
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-3.33	-1.88
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	160.44	106.97
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-19.92	-19.92
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00
VERIFICATION RESULT			OK	OK

Abbildung 66: Überprüfungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Gegenplattenverteilungsbalkens (GZG)

Figura 66: Verifiche allo stato limite di Esercizio della trave di ripartizione della controsoletta (SLE)

In Folge werden die Rissüberprüfungen aufgezeigt.

Di seguito sono riportate le verifiche a fessurazione.

			FR		QP	
			SLE-FR	SLE-FR	SLE-QP	SLE-QP
STRESS CHARACTERISTICS SLS			3	2	2	4
Design value of Axial Force	$N_{Sd}$	[kN]	0	0	0	0
Design value of Bending Moment	$M_{Sd}$	[kNm]	194	-100	136	-70
Design value of Shear Force	$T_{Sd}$	[kN]	0.00	0.00	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			3	2	2	4
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	700	700	700	700
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	1400	1400	1400	1400
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	612.0	613.0	612.0	613.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	148.0	130.0	148.0	130.0
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-2.93	-1.65	-2.05	-1.16
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	141.35	94.25	98.71	65.82
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-19.92	-19.92	-14.94	-14.94
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00	360.00	360.00
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK	OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			3	2	2	4
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33.20	33.20	33.20	33.20
Mean value of axial tensile strength of concrete ( $=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C50/60)	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3.099	3.099	3.099	3.099
Characteristic axial tensile strength of concrete ( $=0.7f_{ctm}$ )	$f_{ctk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.169	2.169	2.169	2.169
Partial factor of concrete	$\gamma_c$	[-]	1.500	1.500	1.500	1.500
Design tensile resistance of concrete	$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.446	1.446	1.446	1.446
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ( $f_{ct,eff}$ )	$f_{ct,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3.099	3.099	3.099	3.099
Elastic modulus of reinforcing steel	$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete	$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33643	33643	33643	33643
$i = E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	[-]	6.24	6.24	6.24	6.24
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	$k_t$	[-]	0.40	0.40	0.40	0.40
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	257600	266000	257600	266000
Number of rebar in tension area	$n_l$	[-]	12.0	12.0	12.0	12.0
Rebar main diameter	$\Phi_l$	[mm]	16	14	16	14
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	2413	1847	2413	1847
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0094	0.0069	0.0094	0.0069
Main strain	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	‰	0.404	0.269	0.282	0.188
Rebar cover	$c$	[mm]	70	70	70	70
Rebar spacing	$s$	[mm]	10	10	10	10
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	$k_1$	[-]	0.80	0.80	0.80	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	$k_2$	[-]	0.50	0.50	0.50	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_3$	[-]	3.40	3.40	3.40	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_4$	[-]	0.425	0.425	0.425	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	528.40	580.71	528.40	580.71
Crack width	$w_k$	[mm]	0.213	0.156	0.149	0.109
Crack width limit	$w_{lim}$	[mm]	0.300	0.300	0.200	0.200
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK	OK

Abbildung 67: Überprüfungen auf Öffnungsgrenzzustand der Risse des Gegenplattenverteilungsbalkens (FR und QP)

Figura 67: Verifiche allo stato limite di apertura delle Fessure della trave di ripartizione della controsoletta (FR e QP)



In Folge wird die Biegeüberprüfung (GZT) durchgeführt.

Di seguito è effettuata la verifica a flessione (SLU).

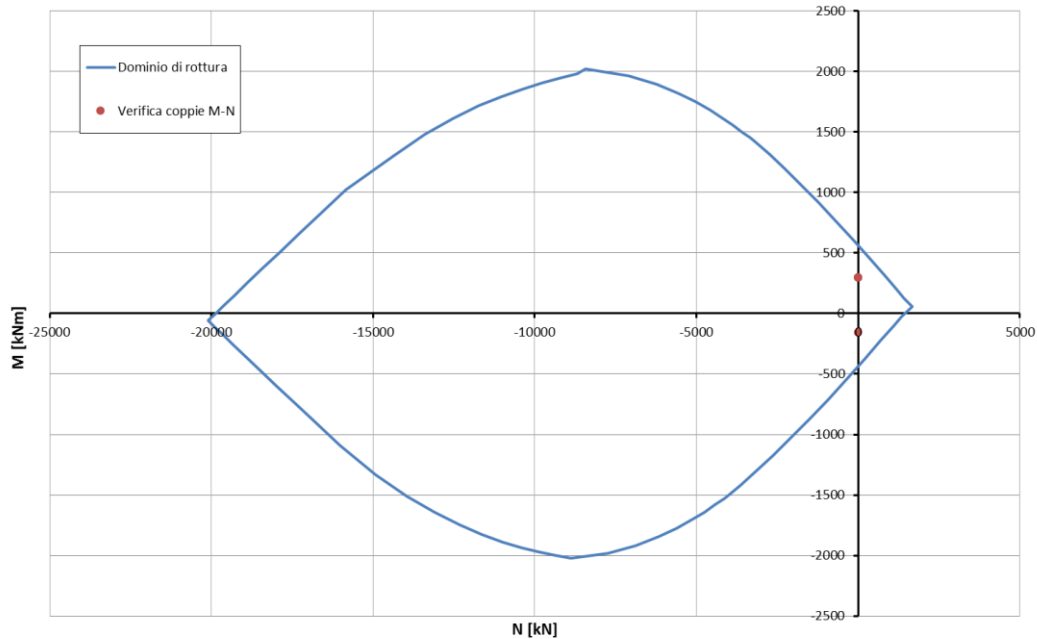


Abbildung 68: Beulspannung Überprüfung des Gegenplattenverteilungsbalken (GZT)

Figura 68: Verifica pressoflessione della trave di ripartizione della controsoletta (SLU)

In Folge wird die Schubüberprüfung durchgeführt.

Di seguito è effettuata la verifica a taglio.

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls  
 Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls  
 Resistenza di calcolo a compressione del cls  
 Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio

$R_{ck}$	=	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	=	33	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	=	18.81	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente  
 Valore di calcolo della forza assiale associata a  $V_{Ed}$   
 Valore di calcolo del momento flettente associato a  $V_{Ed}$

$V_{Ed}$	=	<b>496.55</b>	kN
$N(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kN
$M(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kNm

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione  
 Larghezza minima della sezione

$d$	=	<b>612</b>	mm
$b_w$	=	<b>1400</b>	mm

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali  
 Numero tondini longitudinali utilizzati  
 Area totale di armatura longitudinale in zona tesa  
 Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )

$\varnothing$	=	<b>16</b>	mm
$n$	=	<b>12</b>	--
$A_{sI}$	=	2412	mm <sup>2</sup>
$\rho_I$	=	0.0028	--

**VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)**

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )  
 Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls  
 Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )  
 Resistenza ultima a taglio minima

$k$	=	1.57	--
$v_{min}$	=	0.40	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
$V_{Rd,min}$	=	340.45	kN
$V_{Rd}$	=	<b>340.45</b>	kN

**Resistenza ultima a taglio ( $V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$ )**

**VERIFICA NON SODDISFATTA:**

*occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.*

**VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)**

**Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha$	=	90 °
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	10 mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw}$	=	4 --
Passo in direzione asse elemento	$s$	=	200 mm
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw}$	=	316 mm <sup>2</sup>

**Fattori di resistenza a compressione:**

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.44	<	9.41	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	22.00 °	
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	=	9.41 N/mm <sup>2</sup>	
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00 N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00 --	

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd}$	=	842.86 kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd}$	=	2519.41 kN
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	$V_{Rd}$	=	<b>842.86 kN</b>

**VERIFICA SODDISFATTA.**

Abbildung 69: Schubüberprüfung des Gegenplattenverteilungsbalkens (GZT)

Figura 69: Verifica a taglio della trave di ripartizione della controsoletta (SLU)

Es werden 2 Spannbügel, mit Durchmesser  $\varnothing 10$ , zweiarmig, mit Längsabstand 20 cm entlang der gesamten Balkenentwicklung, gelegt.

Vengono disposte 2 staffe di contenimento di diametro  $\varnothing 10$  a 2 braccia con passo longitudinale uguale a 20 cm lungo tutto lo sviluppo della trave.

## Überprüfung des Abstiegsschachts

## Verifica del torrino

Der Querschnitt des Abstiegsschachts wird sowohl an der Innenseite (Schachtinnerem) als auch an der Außenseite (Schachtäußerem) mit Rundstäben  $\varnothing 10/20$  bewehrt; die vertikalen Abstandhalter ( $\varnothing 8/20$ ) werden äußerlich zu den horizontalen Haupteisen gelegt.

La sezione del torrino viene armata sia all'intradosso (interno manufatto) sia all'estradosso (esterno manufatto) con tondini  $\varnothing 10/20$ ; i ripartitori verticali ( $\varnothing 8/20$ ) sono posizionati esternamente rispetto ai ferri principali orizzontali.

<b>SOLLECITAZIONI A STATO LIMITE DI ESERCIZIO BELASTUNGEN AUF GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT</b>					
<b>Comb. Komb.</b>	<b>Sezione [-] Schnitt</b>	<b>N [kN]</b>	<b>V [kN]</b>	<b>M [kNm]</b>	<b>Note</b>
<b>SLE</b>	A	-33.03	38.11	-8.43	<i>Momento massimo / Max. Moment</i>
<b>SLE</b>	B	-33.03	0.00	5.86	<i>Momento minimo / Min. Moment</i>

Abbildung 70: Belastungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Abstiegsschachts

Figura 70: Sollecitazioni allo stato limite di esercizio del torrino

<b>SOLLECITAZIONI A STATO LIMITE DI FESSURAZIONE BELASTUNGEN AUF RISSGRENZZUSTAND</b>					
<b>Comb. Komb.</b>	<b>Sezione [-] Schnitt</b>	<b>N [kN]</b>	<b>V [kN]</b>	<b>M [kNm]</b>	<b>Note</b>
<b>SLF-FR</b>	A	-25.45	-29.37	-6.49	<i>Momento massimo / Max. Moment</i>
<b>SLF-FR</b>	B	-25.45	0.00	4.52	<i>Momento minimo / Min. Moment</i>
<b>SLF-QP</b>	A	-2.71	3.13	-0.70	<i>Momento massimo / Max. Moment</i>
<b>SLF-QP</b>	B	-2.71	3.13	0.48	<i>Momento minimo / Min. Moment</i>

Abbildung 71: Belastungen auf Grenzzustand des Abstiegsschachts

Figura 71: Sollecitazioni allo stato limite del torrino

<b>SOLLECITAZIONI A STATO LIMITE ULTIMO BELASTUNGEN AUF GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT</b>					
<b>Comb. Komb.</b>	<b>Sezione [-] Schnitt</b>	<b>N [kN]</b>	<b>V [kN]</b>	<b>M [kNm]</b>	<b>Note</b>
<b>SLU</b>	A	-44.59	51.45	-11.37	<i>Momento massimo / Max. Moment</i>
<b>SLU</b>	B	-44.59	0.00	7.92	<i>Momento minimo / Min. Moment</i>

Abbildung 72: Belastungen auf Grenzzustand der Tragfähigkeit des Abstiegsschachts

Figura 72: Sollecitazioni allo stato limite ultimo del torrino

In Folge werden die Biegeüberprüfungen (GZG) aufgezeigt.

Di seguito sono riportate le verifiche a flessione (SLE).

			SLE	
			SLE	SLE
<b>STRESS CHARACTERISTICS SLS</b>			-	-
Design value of Axial Force	$N_{Sd}$	[kN]	0	0
Design value of Bending Moment	$M_{Sd}$	[kNm]	-8	6
Design value of Shear Force	$T_{Sd}$	[kN]	0.00	0.00
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>			-	-
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	300	300
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	700	700
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	237.0	237.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	52.0	52.0
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-2.05	-1.43
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	116.58	81.04
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-19.92	-19.92
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>Test</b>	<b>OK</b>
			<b>OK</b>	<b>OK</b>

Abbildung 73: Überprüfungen auf Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Abstiegsschachts (GZG)

Figura 73: Verifiche allo stato limite di Esercizio del torrino (SLE)

In Folge werden die Rissüberprüfungen aufgezeigt.

Di seguito sono riportate le verifiche a fessurazione.

			FR
			SLE-FR
<b>STRESS CHARACTERISTICS SLS</b>			-
Design value of Axial Force	$N_{Sd}$	[kN]	0
Design value of Bending Moment	$M_{Sd}$	[kNm]	-6
Design value of Shear Force	$T_{Sd}$	[kN]	0.00
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>			-
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	300
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	700
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	237.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	52.0
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-1.58
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	89.75
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-19.92
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>			-
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33.20
Mean value of axial tensile strength of concrete ( $=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C≤C50/60)	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3.099
Characteristic axial tensile strength of concrete ( $=0.7f_{ctm}$ )	$f_{ctk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.169
Partial factor of concrete	$\gamma_c$	[-]	1.500
Design tensile resistance of concrete	$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.446
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ( $f_{ctm}$ )	$f_{ct,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	3.099
Elastic modulus of reinforcing steel	$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000
Secant elastic modulus of concrete	$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	33643
$= E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	[-]	6.24
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	$k_t$	[-]	0.40
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	57867
Number of rebar in tension area	$n_l$	[-]	4.0
Rebar main diameter	$\phi_l$	[mm]	10
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	314
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0054
Main strain	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	‰	0.256
Rebar cover	$c$	[mm]	48
Rebar spacing	$s$	[mm]	200
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	$k_1$	[-]	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	$k_2$	[-]	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_3$	[-]	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_4$	[-]	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	476.33
Crack width	$w_k$	[mm]	0.122
Crack width limit	$w_{lim}$	[mm]	0.300
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>

Abbildung 74: Überprüfungen auf Öffnungsgrenzzustand der Abstiegsschachtrisse (FR und QP)

Figura 74: Verifiche allo stato limite di apertura delle Fessure del torrino (FR e QP)

In Folge wird die Biegeüberprüfung (GZT) durchgeführt.

Di seguito è effettuata la verifica a flessione (SLU).

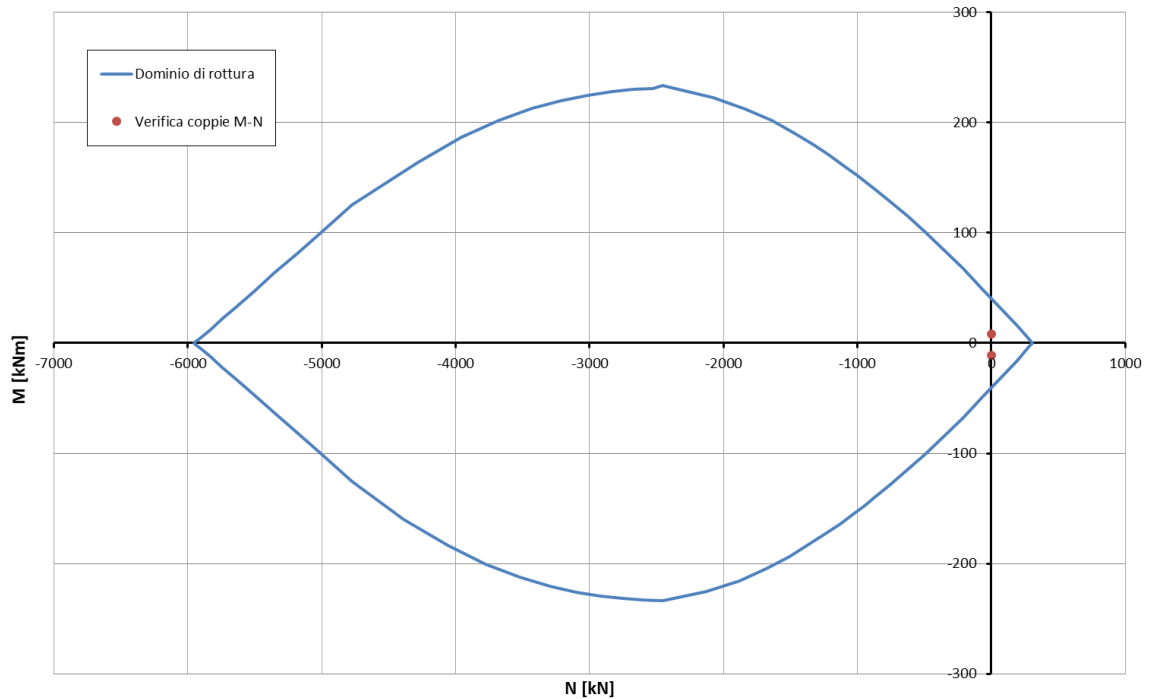


Abbildung 75: Beulspannung Überprüfung des Abstiegschachts (GZT)

Figura 75: Verifica pressoflessione del torrino (SLU)

In Folge wird die Schubüberprüfung durchgeführt.

Di seguito è effettuata la verifica a taglio.

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls  
 Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls  
 Resistenza di calcolo a compressione del cls  
 Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio

$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$

**Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente  
 Valore di calcolo della forza assiale associata a  $V_{Ed}$   
 Valore di calcolo del momento flettente associato a  $V_{Ed}$

$V_{Ed} = 51.45 \text{ kN}$   
 $N(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kN}$   
 $M(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kNm}$

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione  
 Larghezza minima della sezione

$d = 237 \text{ mm}$   
 $b_w = 700 \text{ mm}$

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali  
 Numero tondini longitudinali utilizzati  
 Area totale di armatura longitudinale in zona tesa  
 Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )

$\varnothing = 10 \text{ mm}$   
 $n = 4$   
 $A_{sI} = 316 \text{ mm}^2$   
 $\rho_I = 0.0019$

**VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)**

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )  
 Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls  
 Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )  
 Resistenza ultima a taglio minima

$k = 1.92$   
 $v_{min} = 0.54 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2$   
 $V_{Rd,min} = 88.91 \text{ kN}$   
 $V_{Rd} = 88.91 \text{ kN}$

**Resistenza ultima a taglio ( $V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$ )**

**VERIFICA SODDISFATTA:**

*non occorre armatura trasversale resistente a taglio.*

Abbildung 76: Schubüberprüfung des Abstiegschachts (GZG)

Figura 76: Verifica a taglio del torrino (SLU)

## Überprüfung auf Tragfähigkeit des Fundaments      Verifica a capacità portante della fondazione

In Folge werden die Tragfähigkeitsüberprüfungen des Fundaments aufgezeigt bei den Lastkombinationen SLU-GEO, sowie SLU-SIS.

Di seguito vengono riportate le verifiche di capacità portante della fondazione per le combinazioni di carico SLU-GEO, ed SLU-SIS.

Comb.	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	$B_{reag}$ [m]	$\sigma_{min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{Sd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{lim}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{Rd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
SLU-GEO	0	617	0	7.7	80	80	80	5534	3075
SLU-GEO	0	617	0	7.7	80	80	80	5534	3075
SLU-GEO	0	617	0	7.7	80	80	80	5534	3075
SLU-GEO	0	617	0	7.7	80	80	80	5534	3075
SLU-GEO	0	435	0	7.7	57	57	57	5534	3075
SLU-GEO	0	435	0	7.7	57	57	57	5534	3075
SLU-GEO	0	435	0	7.7	57	57	57	5534	3075
SLU-GEO	0	435	0	7.7	57	57	57	5534	3075
SLU-GEO	38	617	28	7.7	76	84	81	4959	2755
SLU-GEO	38	617	28	7.7	76	84	81	4959	2755
SLU-GEO	38	617	28	7.7	76	84	81	4959	2755
SLU-GEO	38	617	28	7.7	76	84	81	4959	2755
SLU-GEO	38	435	28	7.7	53	60	58	4731	2628
SLU-GEO	38	435	28	7.7	53	60	58	4731	2628
SLU-GEO	38	435	28	7.7	53	60	58	4731	2628
SLU-GEO	38	435	28	7.7	53	60	58	4731	2628
SLU-GEO	38	435	28	7.7	53	60	58	4731	2628
SLU-GEO	38	617	28	7.7	76	84	81	4959	2755
SLU-GEO	38	617	28	7.7	76	84	81	4959	2755
SLU-GEO	38	617	28	7.7	76	84	81	4959	2755
SLU-GEO	38	617	28	7.7	76	84	81	4959	2755
SLU-GEO	38	435	28	7.7	53	60	58	4731	2628
SLU-GEO	38	435	28	7.7	53	60	58	4731	2628
SLU-GEO	38	435	28	7.7	53	60	58	4731	2628
SLU-GEO	38	435	28	7.7	53	60	58	4731	2628
SLU-GEO	0	617	0	7.7	80	80	80	5534	3075
SLU-GEO	0	617	0	7.7	80	80	80	5534	3075
SLU-GEO	0	617	0	7.7	80	80	80	5534	3075
SLU-GEO	0	617	0	7.7	80	80	80	5534	3075
SLU-GEO	0	435	0	7.7	57	57	57	5534	3075
SLU-GEO	0	435	0	7.7	57	57	57	5534	3075
SLU-GEO	0	435	0	7.7	57	57	57	5534	3075
SLU-GEO	0	435	0	7.7	57	57	57	5534	3075
SLU-GEO	0	913	0	7.7	119	119	119	5534	3075
SLU-GEO	0	913	0	7.7	119	119	119	5534	3075
SLU-GEO	0	913	0	7.7	119	119	119	5534	3075
SLU-GEO	0	913	0	7.7	119	119	119	5534	3075
SLU-GEO	0	913	0	7.7	119	119	119	5534	3075
SLU-GEO	0	731	0	7.7	95	95	95	5534	3075
SLU-GEO	0	731	0	7.7	95	95	95	5534	3075
SLU-GEO	0	731	0	7.7	95	95	95	5534	3075
SLU-GEO	0	731	0	7.7	95	95	95	5534	3075
SLU-GEO	41	913	30	7.7	115	123	120	5120	2845
SLU-GEO	41	913	30	7.7	115	123	120	5120	2845
SLU-GEO	41	913	30	7.7	115	123	120	5120	2845
SLU-GEO	41	913	30	7.7	115	123	120	5120	2845
SLU-GEO	41	731	30	7.7	91	99	96	5021	2789
SLU-GEO	41	731	30	7.7	91	99	96	5021	2789
SLU-GEO	41	731	30	7.7	91	99	96	5021	2789
SLU-GEO	41	731	30	7.7	91	99	96	5021	2789
SLU-GEO	41	913	30	7.7	115	123	120	5120	2845
SLU-GEO	41	913	30	7.7	115	123	120	5120	2845
SLU-GEO	41	913	30	7.7	115	123	120	5120	2845
SLU-GEO	41	913	30	7.7	115	123	120	5120	2845
SLU-GEO	41	731	30	7.7	91	99	96	5021	2789
SLU-GEO	41	731	30	7.7	91	99	96	5021	2789
SLU-GEO	41	731	30	7.7	91	99	96	5021	2789
SLU-GEO	41	731	30	7.7	91	99	96	5021	2789

Comb.	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	B <sub>reag</sub> [m]	σ <sub>min</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>max</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>Sd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>lim</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>Rd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
SLU-GEO	0	913	0	7.7	119	119	119	5534	3075
SLU-GEO	0	913	0	7.7	119	119	119	5534	3075
SLU-GEO	0	913	0	7.7	119	119	119	5534	3075
SLU-GEO	0	913	0	7.7	119	119	119	5534	3075
SLU-GEO	0	731	0	7.7	95	95	95	5534	3075
SLU-GEO	0	731	0	7.7	95	95	95	5534	3075
SLU-GEO	0	731	0	7.7	95	95	95	5534	3075
SLU-GEO	0	731	0	7.7	95	95	95	5534	3075
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	285	913	68	7.7	90	147	129	4480	2489
SLU-GEO	285	913	68	7.7	90	147	129	4480	2489
SLU-GEO	285	913	68	7.7	90	147	129	4480	2489
SLU-GEO	285	913	68	7.7	90	147	129	4480	2489
SLU-GEO	285	731	68	7.7	66	124	106	4244	2358
SLU-GEO	285	731	68	7.7	66	124	106	4244	2358
SLU-GEO	285	731	68	7.7	66	124	106	4244	2358
SLU-GEO	285	731	68	7.7	66	124	106	4244	2358
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665



Comb.	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	B <sub>reag</sub> [m]	σ <sub>min</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>max</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>Sd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>lim</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>Rd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	288	913	67	7.7	89	148	129	4495	2497
SLU-GEO	288	913	67	7.7	89	148	129	4495	2497
SLU-GEO	288	913	67	7.7	89	148	129	4495	2497
SLU-GEO	288	913	67	7.7	89	148	129	4495	2497
SLU-GEO	288	731	67	7.7	66	124	106	4262	2368
SLU-GEO	288	731	67	7.7	66	124	106	4262	2368
SLU-GEO	288	731	67	7.7	66	124	106	4262	2368
SLU-GEO	288	731	67	7.7	66	124	106	4262	2368
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	285	913	68	7.7	90	147	129	4480	2489
SLU-GEO	285	913	68	7.7	90	147	129	4480	2489
SLU-GEO	285	913	68	7.7	90	147	129	4480	2489
SLU-GEO	285	913	68	7.7	90	147	129	4480	2489
SLU-GEO	285	731	68	7.7	66	124	106	4244	2358
SLU-GEO	285	731	68	7.7	66	124	106	4244	2358
SLU-GEO	285	731	68	7.7	66	124	106	4244	2358
SLU-GEO	285	731	68	7.7	66	124	106	4244	2358
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	913	98	7.7	96	141	127	4191	2328
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	221	731	98	7.7	73	117	103	3896	2165
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665
SLU-GEO	326	913	39	7.7	86	152	131	4797	2665

Comb.	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	B <sub>reag</sub> [m]	σ <sub>min</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>max</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>Sd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>lim</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>Rd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	326	731	39	7.7	62	128	107	4627	2571
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	913	127	7.7	100	137	125	3895	2164
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	181	731	127	7.7	77	113	101	3544	1969
SLU-GEO	285	913	68	7.7	90	147	129	4480	2489
SLU-GEO	285	913	68	7.7	90	147	129	4480	2489
SLU-GEO	285	913	68	7.7	90	147	129	4480	2489
SLU-GEO	285	913	68	7.7	90	147	129	4480	2489
SLU-GEO	285	731	68	7.7	66	124	106	4244	2358
SLU-GEO	285	731	68	7.7	66	124	106	4244	2358
SLU-GEO	285	731	68	7.7	66	124	106	4244	2358
SLU-GEO	285	731	68	7.7	66	124	106	4244	2358
SLU-GEO	0	780	0	7.7	101	101	101	5534	3075
SLU-GEO	0	780	0	7.7	101	101	101	5534	3075
SLU-GEO	0	780	0	7.7	101	101	101	5534	3075
SLU-GEO	0	780	0	7.7	101	101	101	5534	3075
SLU-GEO	0	598	0	7.7	78	78	78	5534	3075
SLU-GEO	0	598	0	7.7	78	78	78	5534	3075
SLU-GEO	0	598	0	7.7	78	78	78	5534	3075
SLU-GEO	0	598	0	7.7	78	78	78	5534	3075
SLU-GEO	59	780	40	7.7	95	107	103	4882	2712
SLU-GEO	59	780	40	7.7	95	107	103	4882	2712
SLU-GEO	59	780	40	7.7	95	107	103	4882	2712
SLU-GEO	59	780	40	7.7	95	107	103	4882	2712
SLU-GEO	59	598	40	7.7	72	84	80	4694	2608
SLU-GEO	59	598	40	7.7	72	84	80	4694	2608
SLU-GEO	59	598	40	7.7	72	84	80	4694	2608
SLU-GEO	59	598	40	7.7	72	84	80	4694	2608
SLU-GEO	59	780	40	7.7	95	107	103	4882	2712
SLU-GEO	59	780	40	7.7	95	107	103	4882	2712
SLU-GEO	59	780	40	7.7	95	107	103	4882	2712
SLU-GEO	59	780	40	7.7	95	107	103	4882	2712
SLU-GEO	59	598	40	7.7	72	84	80	4694	2608
SLU-GEO	59	598	40	7.7	72	84	80	4694	2608
SLU-GEO	59	598	40	7.7	72	84	80	4694	2608
SLU-GEO	59	598	40	7.7	72	84	80	4694	2608
SLU-GEO	0	780	0	7.7	101	101	101	5534	3075
SLU-GEO	0	780	0	7.7	101	101	101	5534	3075
SLU-GEO	0	780	0	7.7	101	101	101	5534	3075
SLU-GEO	0	780	0	7.7	101	101	101	5534	3075
SLU-GEO	0	598	0	7.7	78	78	78	5534	3075
SLU-GEO	0	598	0	7.7	78	78	78	5534	3075
SLU-GEO	0	598	0	7.7	78	78	78	5534	3075
SLU-GEO	363	832	105	7.7	71	145	122	3897	2165
SLU-GEO	363	832	105	7.7	71	145	122	3897	2165
SLU-GEO	363	832	105	7.7	71	145	122	3897	2165
SLU-GEO	363	832	105	7.7	71	145	122	3897	2165
SLU-GEO	363	650	105	7.7	48	121	99	3511	1950
SLU-GEO	363	650	105	7.7	48	121	99	3511	1950

Comb.	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	B <sub>reag</sub> [m]	σ <sub>min</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>max</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>Sd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>lim</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>Rd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
SLU-GEO	363	650	105	7.7	48	121	99	3511	1950
SLU-GEO	363	650	105	7.7	48	121	99	3511	1950
SLU-GEO	402	832	134	7.7	67	149	124	3554	1974
SLU-GEO	402	832	134	7.7	67	149	124	3554	1974
SLU-GEO	402	832	134	7.7	67	149	124	3554	1974
SLU-GEO	402	832	134	7.7	67	149	124	3554	1974
SLU-GEO	402	650	134	7.7	44	125	101	3106	1726
SLU-GEO	402	650	134	7.7	44	125	101	3106	1726
SLU-GEO	402	650	134	7.7	44	125	101	3106	1726
SLU-GEO	402	650	134	7.7	44	125	101	3106	1726
SLU-GEO	324	832	77	7.7	75	141	120	4260	2367
SLU-GEO	324	832	77	7.7	75	141	120	4260	2367
SLU-GEO	324	832	77	7.7	75	141	120	4260	2367
SLU-GEO	324	832	77	7.7	75	141	120	4260	2367
SLU-GEO	324	650	77	7.7	52	117	97	3948	2193
SLU-GEO	324	650	77	7.7	52	117	97	3948	2193
SLU-GEO	324	650	77	7.7	52	117	97	3948	2193
SLU-GEO	324	650	77	7.7	52	117	97	3948	2193
SLU-GEO	363	832	105	7.7	71	145	122	3897	2165
SLU-GEO	363	832	105	7.7	71	145	122	3897	2165
SLU-GEO	363	832	105	7.7	71	145	122	3897	2165
SLU-GEO	363	832	105	7.7	71	145	122	3897	2165
SLU-GEO	363	650	105	7.7	48	121	99	3511	1950
SLU-GEO	363	650	105	7.7	48	121	99	3511	1950
SLU-GEO	363	650	105	7.7	48	121	99	3511	1950
SLU-GEO	363	650	105	7.7	48	121	99	3511	1950
SLU-GEO	197	832	179	7.7	88	128	115	3191	1773
SLU-GEO	197	832	179	7.7	88	128	115	3191	1773
SLU-GEO	197	832	179	7.7	88	128	115	3191	1773
SLU-GEO	197	832	179	7.7	88	128	115	3191	1773
SLU-GEO	197	650	179	7.7	65	104	92	2675	1486
SLU-GEO	197	650	179	7.7	65	104	92	2675	1486
SLU-GEO	197	650	179	7.7	65	104	92	2675	1486
SLU-GEO	197	650	179	7.7	65	104	92	2675	1486
SLU-GEO	236	832	207	7.7	84	132	117	2884	1602
SLU-GEO	236	832	207	7.7	84	132	117	2884	1602
SLU-GEO	236	832	207	7.7	84	132	117	2884	1602
SLU-GEO	236	832	207	7.7	84	132	117	2884	1602
SLU-GEO	236	650	207	7.7	61	108	93	2328	1294
SLU-GEO	236	650	207	7.7	61	108	93	2328	1294
SLU-GEO	236	650	207	7.7	61	108	93	2328	1294
SLU-GEO	236	650	207	7.7	61	108	93	2328	1294
SLU-GEO	110	832	128	7.7	97	119	112	3792	2107
SLU-GEO	110	832	128	7.7	97	119	112	3792	2107
SLU-GEO	110	832	128	7.7	97	119	112	3792	2107
SLU-GEO	110	832	128	7.7	97	119	112	3792	2107
SLU-GEO	110	650	128	7.7	73	96	88	3376	1876
SLU-GEO	110	650	128	7.7	73	96	88	3376	1876
SLU-GEO	110	650	128	7.7	73	96	88	3376	1876
SLU-GEO	110	650	128	7.7	73	96	88	3376	1876
SLU-GEO	149	832	157	7.7	93	123	113	3449	1916
SLU-GEO	149	832	157	7.7	93	123	113	3449	1916
SLU-GEO	149	832	157	7.7	93	123	113	3449	1916
SLU-GEO	149	832	157	7.7	93	123	113	3449	1916
SLU-GEO	149	650	157	7.7	69	100	90	2972	1651
SLU-GEO	149	650	157	7.7	69	100	90	2972	1651
SLU-GEO	149	650	157	7.7	69	100	90	2972	1651
SLU-GEO	149	650	157	7.7	69	100	90	2972	1651

Comb.	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	B <sub>reag</sub> [m]	σ <sub>min</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>max</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>Sd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>lim</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>Rd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
SLU-GEO	197	832	179	7.7	88	128	115	3191	1773
SLU-GEO	197	832	179	7.7	88	128	115	3191	1773
SLU-GEO	197	832	179	7.7	88	128	115	3191	1773
SLU-GEO	197	832	179	7.7	88	128	115	3191	1773
SLU-GEO	197	650	179	7.7	65	104	92	2675	1486
SLU-GEO	197	650	179	7.7	65	104	92	2675	1486
SLU-GEO	197	650	179	7.7	65	104	92	2675	1486
SLU-GEO	197	650	179	7.7	65	104	92	2675	1486
SLU-GEO	236	832	207	7.7	84	132	117	2884	1602
SLU-GEO	236	832	207	7.7	84	132	117	2884	1602
SLU-GEO	236	832	207	7.7	84	132	117	2884	1602
SLU-GEO	236	832	207	7.7	84	132	117	2884	1602
SLU-GEO	236	650	207	7.7	61	108	93	2328	1294
SLU-GEO	236	650	207	7.7	61	108	93	2328	1294
SLU-GEO	236	650	207	7.7	61	108	93	2328	1294
SLU-GEO	236	650	207	7.7	61	108	93	2328	1294
SLU-GEO	110	832	128	7.7	97	119	112	3792	2107
SLU-GEO	110	832	128	7.7	97	119	112	3792	2107
SLU-GEO	110	832	128	7.7	97	119	112	3792	2107
SLU-GEO	110	832	128	7.7	97	119	112	3792	2107
SLU-GEO	110	650	128	7.7	73	96	88	3376	1876
SLU-GEO	110	650	128	7.7	73	96	88	3376	1876
SLU-GEO	110	650	128	7.7	73	96	88	3376	1876
SLU-GEO	110	650	128	7.7	73	96	88	3376	1876
SLU-GEO	148	832	156	7.7	93	123	113	3456	1920
SLU-GEO	148	832	156	7.7	93	123	113	3456	1920
SLU-GEO	148	832	156	7.7	93	123	113	3456	1920
SLU-GEO	148	832	156	7.7	93	123	113	3456	1920
SLU-GEO	148	650	156	7.7	69	99	90	2981	1656
SLU-GEO	148	650	156	7.7	69	99	90	2981	1656
SLU-GEO	148	650	156	7.7	69	99	90	2981	1656
SLU-GEO	148	650	156	7.7	69	99	90	2981	1656
SLU-GEO	529	832	32	7.7	55	162	129	4664	2591
SLU-GEO	529	832	32	7.7	55	162	129	4664	2591
SLU-GEO	529	832	32	7.7	55	162	129	4664	2591
SLU-GEO	529	832	32	7.7	55	162	129	4664	2591
SLU-GEO	529	650	32	7.7	31	138	107	4446	2470
SLU-GEO	529	650	32	7.7	31	138	107	4446	2470
SLU-GEO	529	650	32	7.7	31	138	107	4446	2470
SLU-GEO	529	650	32	7.7	31	138	107	4446	2470
SLU-GEO	616	832	83	7.7	46	170	134	3997	2221
SLU-GEO	616	832	83	7.7	46	170	134	3997	2221
SLU-GEO	616	832	83	7.7	46	170	134	3997	2221
SLU-GEO	616	832	83	7.7	46	170	134	3997	2221
SLU-GEO	616	650	83	7.7	22	147	112	3640	2022
SLU-GEO	616	650	83	7.7	22	147	112	3640	2022
SLU-GEO	616	650	83	7.7	22	147	112	3640	2022
SLU-GEO	616	650	83	7.7	22	147	112	3640	2022
SLU-GEO	490	832	3	7.7	58	158	128	5065	2814
SLU-GEO	490	832	3	7.7	58	158	128	5065	2814
SLU-GEO	490	832	3	7.7	58	158	128	5065	2814
SLU-GEO	490	832	3	7.7	58	158	128	5065	2814
SLU-GEO	490	650	3	7.7	35	134	105	4942	2745
SLU-GEO	490	650	3	7.7	35	134	105	4942	2745
SLU-GEO	490	650	3	7.7	35	134	105	4942	2745
SLU-GEO	490	650	3	7.7	35	134	105	4942	2745
SLU-GEO	577	832	54	7.7	50	166	132	4359	2422
SLU-GEO	577	832	54	7.7	50	166	132	4359	2422

Comb.	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	B <sub>reag</sub> [m]	σ <sub>min</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>max</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>Sd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>lim</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	σ <sub>Rd</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
SLU-GEO	577	832	54	7.7	50	166	132	4359	2422
SLU-GEO	577	832	54	7.7	50	166	132	4359	2422
SLU-GEO	577	650	54	7.7	26	143	110	4074	2264
SLU-GEO	577	650	54	7.7	26	143	110	4074	2264
SLU-GEO	577	650	54	7.7	26	143	110	4074	2264
SLU-GEO	577	650	54	7.7	26	143	110	4074	2264
SLU-GEO	529	832	32	7.7	55	162	129	4664	2591
SLU-GEO	529	832	32	7.7	55	162	129	4664	2591
SLU-GEO	529	832	32	7.7	55	162	129	4664	2591
SLU-GEO	529	650	32	7.7	31	138	107	4446	2470
SLU-GEO	529	650	32	7.7	31	138	107	4446	2470
SLU-GEO	529	650	32	7.7	31	138	107	4446	2470
SLU-GEO	529	650	32	7.7	31	138	107	4446	2470
SLU-GEO	616	832	83	7.7	46	170	134	3997	2221
SLU-GEO	616	832	83	7.7	46	170	134	3997	2221
SLU-GEO	616	832	83	7.7	46	170	134	3997	2221
SLU-GEO	616	832	83	7.7	46	170	134	3997	2221
SLU-GEO	616	650	83	7.7	22	147	112	3640	2022
SLU-GEO	616	650	83	7.7	22	147	112	3640	2022
SLU-GEO	616	650	83	7.7	22	147	112	3640	2022
SLU-GEO	616	650	83	7.7	22	147	112	3640	2022
SLU-GEO	490	832	3	7.7	58	158	128	5065	2814
SLU-GEO	490	832	3	7.7	58	158	128	5065	2814
SLU-GEO	490	832	3	7.7	58	158	128	5065	2814
SLU-GEO	490	832	3	7.7	58	158	128	5065	2814
SLU-GEO	490	650	3	7.7	35	134	105	4942	2745
SLU-GEO	490	650	3	7.7	35	134	105	4942	2745
SLU-GEO	490	650	3	7.7	35	134	105	4942	2745
SLU-GEO	490	650	3	7.7	35	134	105	4942	2745
SLU-GEO	577	832	54	7.7	50	166	132	4359	2422
SLU-GEO	577	832	54	7.7	50	166	132	4359	2422
SLU-GEO	577	832	54	7.7	50	166	132	4359	2422
SLU-GEO	577	832	54	7.7	50	166	132	4359	2422
SLU-GEO	577	650	54	7.7	26	143	110	4074	2264
SLU-GEO	577	650	54	7.7	26	143	110	4074	2264
SLU-GEO	577	650	54	7.7	26	143	110	4074	2264
SLU-GEO	577	650	54	7.7	26	143	110	4074	2264
SLU-SIS-C	137	616	73	7.7	66	94	85	4086	2270
SLU-SIS-C	137	616	73	7.7	66	94	85	4086	2270
SLU-SIS-C	137	616	73	7.7	66	94	85	4086	2270
SLU-SIS-C	137	616	73	7.7	66	94	85	4086	2270
SLU-SIS-C	131	433	69	7.7	43	69	61	3655	2030
SLU-SIS-C	131	433	69	7.7	43	69	61	3655	2030
SLU-SIS-C	131	433	69	7.7	43	69	61	3655	2030
SLU-SIS-C	131	433	69	7.7	43	69	61	3655	2030
SLU-SIS-C	169	616	97	7.7	63	97	86	3692	2051
SLU-SIS-C	169	616	97	7.7	63	97	86	3692	2051
SLU-SIS-C	169	616	97	7.7	63	97	86	3692	2051
SLU-SIS-C	169	616	97	7.7	63	97	86	3692	2051
SLU-SIS-C	162	433	92	7.7	40	73	62	3142	1746
SLU-SIS-C	162	433	92	7.7	40	73	62	3142	1746
SLU-SIS-C	162	433	92	7.7	40	73	62	3142	1746
SLU-SIS-C	162	433	92	7.7	40	73	62	3142	1746
SLU-SIS-C	105	616	50	7.7	69	91	84	4505	2503
SLU-SIS-C	105	616	50	7.7	69	91	84	4505	2503
SLU-SIS-C	105	616	50	7.7	69	91	84	4505	2503
SLU-SIS-C	105	616	50	7.7	69	91	84	4505	2503

Comb.	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	B <sub>reag</sub> [m]	$\sigma_{\min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{Sd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{lim}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{Rd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
SLU-SIS-0	99	433	45	7.7	46	66	<b>60</b>	4218	<b>2343</b>
SLU-SIS-0	99	433	45	7.7	46	66	<b>60</b>	4218	<b>2343</b>
SLU-SIS-0	99	433	45	7.7	46	66	<b>60</b>	4218	<b>2343</b>
SLU-SIS-0	99	433	45	7.7	46	66	<b>60</b>	4218	<b>2343</b>
SLU-SIS-0	137	616	73	7.7	66	94	<b>85</b>	4086	<b>2270</b>
SLU-SIS-0	137	616	73	7.7	66	94	<b>85</b>	4086	<b>2270</b>
SLU-SIS-0	137	616	73	7.7	66	94	<b>85</b>	4086	<b>2270</b>
SLU-SIS-0	137	616	73	7.7	66	94	<b>85</b>	4086	<b>2270</b>
SLU-SIS-0	131	433	69	7.7	43	69	<b>61</b>	3655	<b>2030</b>
SLU-SIS-0	131	433	69	7.7	43	69	<b>61</b>	3655	<b>2030</b>
SLU-SIS-0	131	433	69	7.7	43	69	<b>61</b>	3655	<b>2030</b>
SLU-SIS-0	131	433	69	7.7	43	69	<b>61</b>	3655	<b>2030</b>
SLU-SIS-0	41	615	22	7.7	76	84	<b>81</b>	5067	<b>2815</b>
SLU-SIS-0	41	615	22	7.7	76	84	<b>81</b>	5067	<b>2815</b>
SLU-SIS-0	41	615	22	7.7	76	84	<b>81</b>	5067	<b>2815</b>
SLU-SIS-0	41	615	22	7.7	76	84	<b>81</b>	5067	<b>2815</b>
SLU-SIS-0	39	427	21	7.7	51	59	<b>57</b>	4906	<b>2726</b>
SLU-SIS-0	39	427	21	7.7	51	59	<b>57</b>	4906	<b>2726</b>
SLU-SIS-0	39	427	21	7.7	51	59	<b>57</b>	4906	<b>2726</b>
SLU-SIS-0	39	427	21	7.7	51	59	<b>57</b>	4906	<b>2726</b>
SLU-SIS-0	73	615	45	7.7	72	87	<b>82</b>	4611	<b>2562</b>
SLU-SIS-0	73	615	45	7.7	72	87	<b>82</b>	4611	<b>2562</b>
SLU-SIS-0	73	615	45	7.7	72	87	<b>82</b>	4611	<b>2562</b>
SLU-SIS-0	73	615	45	7.7	72	87	<b>82</b>	4611	<b>2562</b>
SLU-SIS-0	71	427	44	7.7	48	63	<b>58</b>	4272	<b>2374</b>
SLU-SIS-0	71	427	44	7.7	48	63	<b>58</b>	4272	<b>2374</b>
SLU-SIS-0	71	427	44	7.7	48	63	<b>58</b>	4272	<b>2374</b>
SLU-SIS-0	71	427	44	7.7	48	63	<b>58</b>	4272	<b>2374</b>
SLU-SIS-0	9	615	1	7.7	79	81	<b>80</b>	5494	<b>3052</b>
SLU-SIS-0	9	615	1	7.7	79	81	<b>80</b>	5494	<b>3052</b>
SLU-SIS-0	9	615	1	7.7	79	81	<b>80</b>	5494	<b>3052</b>
SLU-SIS-0	9	615	1	7.7	79	81	<b>80</b>	5494	<b>3052</b>
SLU-SIS-0	8	427	3	7.7	55	56	<b>56</b>	5443	<b>3024</b>
SLU-SIS-0	8	427	3	7.7	55	56	<b>56</b>	5443	<b>3024</b>
SLU-SIS-0	8	427	3	7.7	55	56	<b>56</b>	5443	<b>3024</b>
SLU-SIS-0	8	427	3	7.7	55	56	<b>56</b>	5443	<b>3024</b>
SLU-SIS-0	41	615	22	7.7	76	84	<b>81</b>	5067	<b>2815</b>
SLU-SIS-0	41	615	22	7.7	76	84	<b>81</b>	5067	<b>2815</b>
SLU-SIS-0	41	615	22	7.7	76	84	<b>81</b>	5067	<b>2815</b>
SLU-SIS-0	41	615	22	7.7	76	84	<b>81</b>	5067	<b>2815</b>
SLU-SIS-0	39	427	21	7.7	51	59	<b>57</b>	4906	<b>2726</b>
SLU-SIS-0	39	427	21	7.7	51	59	<b>57</b>	4906	<b>2726</b>
SLU-SIS-0	39	427	21	7.7	51	59	<b>57</b>	4906	<b>2726</b>
SLU-SIS-0	39	427	21	7.7	51	59	<b>57</b>	4906	<b>2726</b>

Abbildung 77: Überprüfungen auf Tragfähigkeit des Beckenfundaments

Figura 77: Verifiche a capacità portante della fondazione della vasca