

Committente:



AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.

Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

(Handwritten signatures in blue ink)

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.

Il Direttore Tecnico:

Il Geologo:

N A

*IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Responsabile di Progetto
Dott. Ing. Luca Bondanelli*

PROGETTAZIONE DI:



Il Progettista:

Ing. Fabio Nigrelli

Ordine degli ingegneri della Provincia di Palermo n. 3581



A.T.I.:



Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

N A

Progettista Responsabile **Dott. Ing. PIETRO MAZZOLI**

Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.

Ing. Pietro Mazzoli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821



Titolo Elaborato:

**Asse Principale
Opere di sostegno
Muro di sostegno - corpo autostradale - da prog.
-2+375.005 a prog. -2+264,495
Relazione tecnica e di calcolo**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N PROGR. DOC.	REV.
	RAAA	1	E	I	AP	OS	14	G	RE	001	B

Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE	Redatto	Controllato	Approvato
B	10/10/2014	Istruttoria A15 prot. N°12 del 01/09/2014	POLUZZI	NIGRELLI	MAZZOLI
A	23/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO	POLUZZI	NIGRELLI	MAZZOLI

SOMMARIO

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	10
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
3.1	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	12
3.2	CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE	12
3.3	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	12
3.3.1	BARRE	12
3.3.2	RETI	12
3.4	TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1 13	
3.5	PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE	14
4	COPRIFERRI	15
5	CODICI DI CALCOLO	16
5.1	VCASLU	16
5.2	MAX 9.0 E MAX 10.0 - AZTEC	16
6	TERRENI	18
6.1	MURO SUPERFICIALE TIPO 1 e 2 – CONCI DA 1 A 11	18
6.1.1	CARATTERISTICHE MECCANICHE	18
6.1.2	STRATIGRAFIA	19
6.1.3	PROFILO TERRENO	19
6.1.4	FALDA	20
6.2	MURO SUPERFICIALE TIPO 3 – CONCIO 12	21
6.2.1	CARATTERISTICHE MECCANICHE	21
6.2.2	STRATIGRAFIA	22
6.2.3	PROFILO TERRENO	22
6.2.4	FALDA	22
7	GEOMETRIA	23
7.1	MURO SUPERFICIALE TIPO 1 E 2 – CONCI DA 1 A 11	23
7.2	MURO SUPERFICIALE TIPO 3 – CONCIO 12	24
8	METODI DI CALCOLO	25
8.1	CALCOLO DELLA SPINTA	25
8.1.1	METODO DI CULMANN	25
8.1.2	SPINTA IN PRESENZA DI SISMA	25
8.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO	26
8.3	VERIFICA A SCORRIMENTO	26
8.4	VERIFICA A CARICO LIMITE	27
8.5	VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE	29
9	CONDIZIONI DI CARICO	31

9.1	MURO SUPERFICIALE TIPO 1 E 2– CONCI DA 1 A 11	31
9.1.1	SIMBOLOGIA E CONVENZIONI DI SEGNO ADOTTATE.....	31
9.1.2	Combinazioni SLU, Sismica e SLE	31
9.1.1	Combinazione eccezionale	32
9.2	MURO SUPERFICIALE TIPO 3 – CONCIO 12.....	34
9.2.1	SIMBOLOGIA E CONVENZIONI DI SEGNO ADOTTATE.....	34
9.2.1	Combinazioni SLU, Sismica e SLE	34
9.2.1	Combinazione eccezionale	35
10	COMBINAZIONI DI CARICO.....	37
11	IMPOSTAZIONI DI ANALISI.....	38
12	INVILUPPO SOLLECITAZIONI	40
12.1	MURO SUPERFICIALE TIPO 1 e 2 – CONCI DA 1 A 11	40
12.1.1	PARAMENTO.....	40
12.1.2	FONDAZIONE	41
12.2	MURO SUPERFICIALE TIPO 3 – CONCIO 12.....	44
12.2.1	PARAMENTO.....	44
12.2.2	FONDAZIONE	46
13	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	48
14	VERIFICHE STRUTTURALI.....	49
14.1	MURO SUPERFICIALE TIPO 1 e 2 – CONCI DA 1 A 11	50
14.1.1	PARAMENTO.....	50
14.1.2	FONDAZIONE	52
14.2	MURO SUPERFICIALE TIPO 3 – CONCIO 12.....	55
14.2.1	PARAMENTO.....	55
14.2.2	FONDAZIONE	58
15	VERIFICHE GEOTECNICHE	62
15.1	MURO SUPERFICIALE TIPO 1 E 2 – CONCI DA 1 A 11.....	62
15.2	MURO SUPERFICIALE TIPO 3 – CONCIO 12.....	62
16	SCHEMA ARMATURA	63
17	VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI.....	69
17.1	GEOMETRIA E TERRENI	69
17.2	METODI DI CALCOLO	71
17.3	COMBINAZIONI DI CALCOLO.....	71
17.4	RISULTATI ANALISI.....	71
17.5	VERIFICHE.....	73
17.5.1	SPOSTAMENTO MASSIMO.....	73
17.5.2	VERIFICA STRUTTURALE.....	73
17.5.3	STABILITÀ GLOBALE	73

18 CONCLUSIONI74

Quanto evidenziato con riga laterale è stato sede di revisione del 10/10/2014

1 PREMESSA

La presente Relazione di Calcolo si inserisce nell'ambito dei lavori per il "Progetto del "Raccordo Autostradale A15/A22 - Corridoio plurimodale Tirreno-Brennero - Raccordo autostradale tra l'Autostrada della Cisa - Fontevivo (PR) e l'Autostrada del Brennero - Nogarole Rocca (VR) - I Lotto".

In particolare si tratta del progetto dei muri a fondazione diretta denominati OS14 a sostegno del rilevato autostradale tra le progressive: -2+375,005 e -2+264,495.

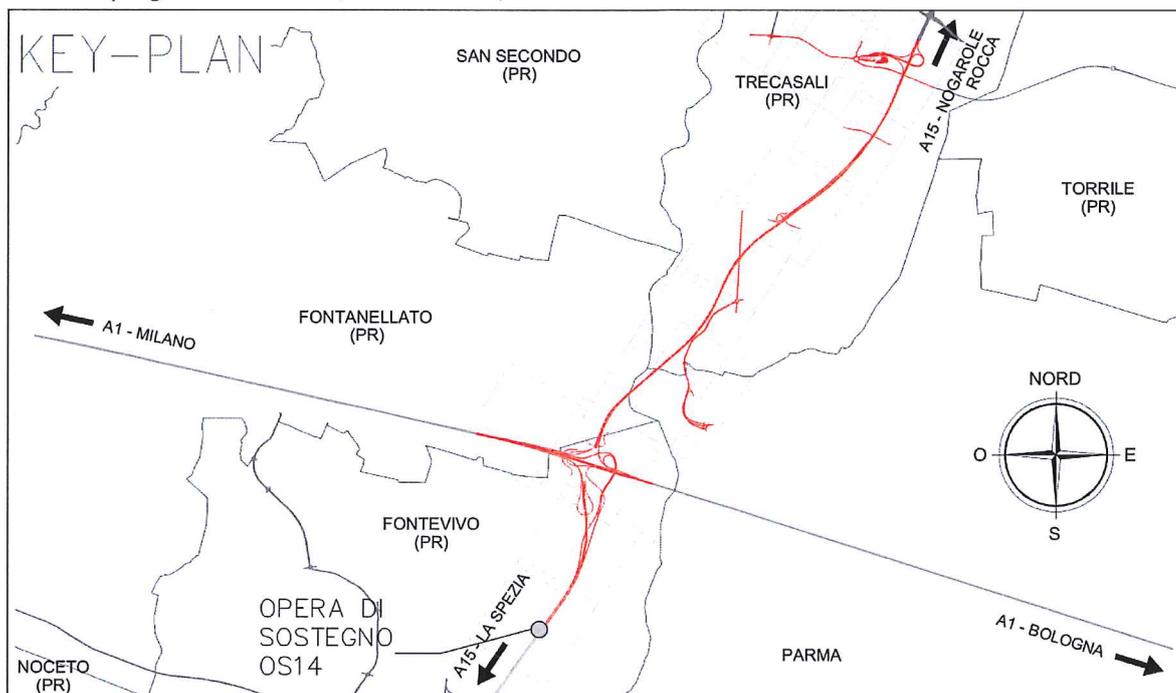


Figura 1-1 – Localizzazione Muri OS14

Lungo il tracciato sono state effettuate diverse campagne di indagini geotecniche a partire dal 1986 fino al 2013. Dalla restituzione di tali indagini si è evidenziata la presenza in loco di un terreno di buone caratteristiche geomeccaniche. In particolare si tratta di una ghiaia posta in sinistra idraulica del fiume Taro, per la quale sono stati assunti in progetto i seguenti parametri meccanici: $\gamma=20\text{kN/m}^3$; $\phi=\delta=35^\circ$; $c=0.00\text{kPa}$; $c_a=0.00\text{kPa}$. La falda risulta superficiale quindi nel progetto è stata considerata a $+0.60\text{m}$ dal piano di fondazione coincidente con l'estradosso della fondazione ma, poiché il muro possiede anche la funzione di contenimento dell'eventuale piena del Torrente Recchio, è stata inoltre considerata una ulteriore condizione (eccezionale) di piena in cui il livello dell'acqua a valle del muro si attesta a circa 35cm dalla testa muro.

Il paramento del muro ha altezza costante e pari a 3.85m e risulta per un breve tratto (concio 12) sprovvisto di pendenza e il suo spessore (costante) è pari a 50cm. Negli altri tratti, conci dall'1 all'11, lo spessore del paramento è crescente dall'estremo di testa (53 cm) alla base (91.5cm) con una pendenza del 10%. Sul muro, per gran parte della sua estensione, è presente una barriera acustica alta da 2.50m a 3.50m. Per consentire lo scarico delle acque lungo il paramento sono previsti dei tubi di drenaggio $\phi 100\text{mm}$ ogni (2x3)m. Per i muri è previsto un conglomerato cementizio con classe di resistenza C32/40 e un'armatura B450C (ex FeB44k).

La fondazione è di spessore 60cm e si prevede realizzata sopra a un getto di calcestruzzo magro dello spessore di 15cm; le due mensole di valle e di monte hanno dimensione pari rispettivamente a 1.40m e 1,10m (concio 12), mentre per i conci dall'1 all'11 le dimensioni sono rispettivamente 1,40 m e 0.685m per una larghezza totale della fondazione pari a 3,00 m per tutti i conci. In progetto non sono stati tenuti in conto eventuali ricoprimenti di terreno sulla mensola di valle della fondazione.

Il terreno di riempimento per la formazione del rilevato presenta le seguenti caratteristiche meccaniche: $\gamma=19,61\text{kN/m}^3$; $\phi=35^\circ$; $\delta=23.33^\circ$; $c=0\text{kPa}$; $c_a=0\text{kPa}$.

Nel progetto sono stati considerati i seguenti carichi:

- pesi propri ($\gamma_{\text{cls}}=25\text{kN/m}^3$) e permanenti portati (barriera acustica: 60kN/m);
- spinta del terreno;

- carico accidentale dovuto ai mezzi (3kN/m per i primi 2.60m e successivamente 20kN/m);
- vento (forza distribuita sulle barriere pari a 1kN/m²);
- azione sismica.

I valori caratteristici delle azioni sono stati opportunamente combinati ed incrementati tramite coefficienti di partecipazione secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento. Il calcolo sismico delle opere di sostegno è stato eseguito seguendo le prescrizioni dell'Ord. 3274 del 20 marzo 2003, adottando la zona sismica 3 ($a_g=15\%$) e un coefficiente di importanza $\gamma_I=1.3$. Oltre alle usuali combinazioni di carico (statica SLU, sismica e SLE) si è verificata la condizione di carico eccezionale di piena per la quale la spinta dell'acqua a valle del muro è stata considerata (da calcolo idraulico) fino a 35cm al di sotto della testa muro (da estradosso fondazione l'acqua è presente fino all'altezza di 3.50m).

Il calcolo dei muri in oggetto è stato svolto mediante il software di calcolo Max 9.0 e Max 10 della Aztec Informatica per quanto riguarda l'ottenimento delle sollecitazioni lungo il paramento e sulle mensole di fondazione. Le verifiche delle sezioni invece sono state svolte con il codice VcaSlu e con l'ausilio di fogli di calcolo Excel appositamente realizzati internamente allo studio.

Si segnala che in seguito all'Istruttoria A15 prot. N°712 del 01/09/2014 si è proceduto ad una revisione della geometria e dello sviluppo del muro oggetto della presente relazione, pertanto, oltre a quanto segnato di seguito (figure) si è proceduto alla revisione dell'intera relazione di calcolo dal capitolo 6 in avanti; non si evidenzia con la "barra laterale", ma si deve intendere che è stato modificato tutto.

MURI TIPO 1 1:50
 CONCIO 1

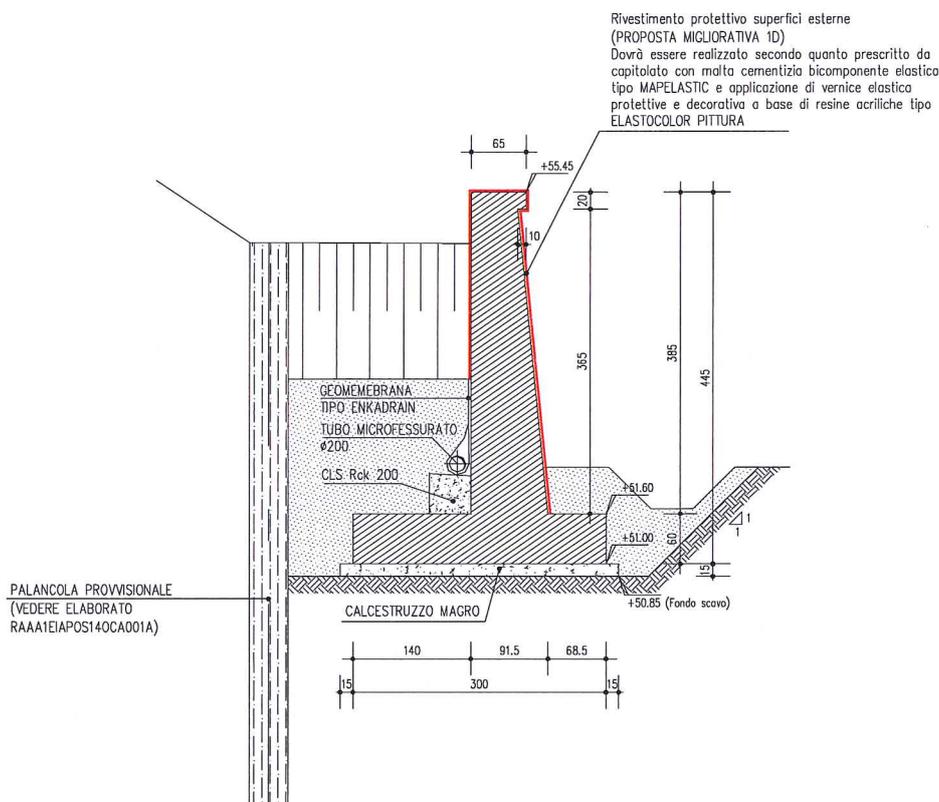


Figura 1-2 – Sezione Tipo – Muro tipo 1 –Conci 1-2

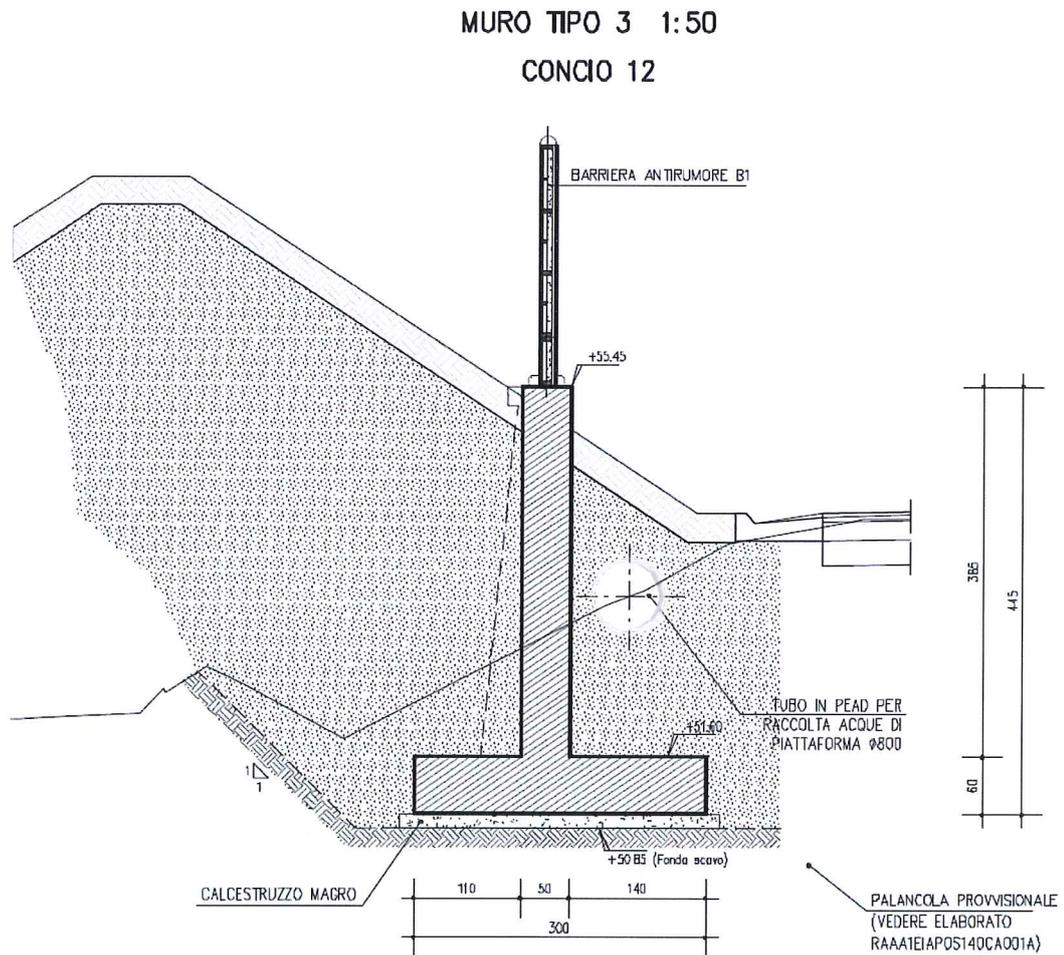


Figura 1-4 – Sezione Tipo – Muro tipo 3 –Concio 10

Nel progetto sono stati adottati opportuni accorgimenti aventi l'obiettivo di garantire una maggiore durabilità alle opere, in particolare, oltre all'aumento della classe di esposizione del calcestruzzo (XC4+XD1+XF2 – variante migliorativa 1G), si prevede:

- l'impermeabilizzazione della superficie esterna mediante rivestimento con malta cementizia bicomponente elastica (tipo MAPELASTIC) e vernice a base di resine acriliche (tipo ELASTOCOLOR). Tale miglioria rientra nella variante migliorativa 1D;

Gli elaborati di riferimento della presente OS sono:

CODICE	TITOLO
RAAA1EIAPOS14GRE001	Relazione tecnica e di calcolo
RAAA1EIAPOS14GRE002	Relazione tecnica e di calcolo - Allegati
RAAA1EIAPOS14GPL001	Planimetria di inquadramento dell'opera
RAAA1EIAPOS14GPL002	Pianta scavi e Tracciamento
RAAA1EIAPOS14GCA001	Carpenterie - Tav. 1/2
RAAA1EIAPOS14GCA002	Carpenterie - Tav. 2/2
RAAA1EIAPOS14GAR001	Armature - Tav. 1/2
RAAA1EIAPOS14GAR002	Armature - Tav. 2/2

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento statico e la verifica dei muri sono stati redatti nel rispetto della sotto riportata normativa:

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971. "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge nr. 64 del 02/02/1974. "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 03/12/1987. "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate";
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circolare Ministero LL. PP. 16/03/1989 N. 31104. "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate";
- D.M. LL. PP. del 04/05/1990. "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali" e Allegato "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali";
- Circolare Ministero LL. PP. del 25/02/1991. Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992. "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- **D.M. 9 Gennaio 1996.** "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16 Gennaio 1996. "Norme Tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- D.M. 16 Gennaio 1996. "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche";
- Circolare Ministero LL.PP. 4 Luglio 1996 N. 156 AA.GG./STC."Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 Gennaio 1996;
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C."Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche" di cui al D.M. 9 Gennaio 1996;
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 Gennaio 1996;
- CNR 10011/97. "Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- CNR 10016/2000. "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo – Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni";
- UNI EN 206-1:2001. "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- **O.P.C.M. 3274 20/03/2003.** "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Norma Italiana UNI EN 1794-1. "Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale – Prestazioni non acustiche";
- Eurocodice 2 / UNI ENV 1992-1-1. "Progettazione delle strutture di calcestruzzo" e relativi D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) come riportato nel D.M. 09/01/1996;
- Eurocodice 3 / UNI ENV 1993-1-1. "Progettazione delle strutture di acciaio" e relativi D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) come riportato nel D.M. 09/01/1996;
- Eurocodice 4 / UNI ENV 1994-1-1. "Progetto delle strutture composite acciaio calcestruzzo" e relativi D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) come riportato nel D.M. 09/01/1996;
- Eurocodice 7 / UNI ENV 1997-1-1. "Progettazione geotecnica" e relativi D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) come riportato nel D.M. 09/01/1996;
- Eurocodice 8 / UNI ENV 1998-1-1. "Progetto delle strutture resistenti al sisma" e relativi D.A.N.

(Documento di Applicazione Nazionale) come riportato nel D.M. 09/01/1996;

- Model Code CEB-FIP 1990;
- CEB Manual on “Structural effect of time-dependent behaviour of concrete” 1990;
- Structural Concrete – Textbook on behavior, Design and Performance, CEB-FIP.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Materiali come prescritti dal Decreto Ministeriale **9 Gennaio 1996**. "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".

3.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C12/15 ($R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$).

3.2 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE ED ELEVAZIONE

Per la realizzazione delle opere di elevazione in cemento armato (piedritti, solette, e muri) si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$), che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→ $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	33.20 N/mm^2
Resistenza di calcolo a compressione	→ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.6 =$	17.64 N/mm^2
Resistenza a trazione media	→ $f_{ctm} = 0.27 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.15 N/mm^2
Resistenza a trazione	→ $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2.21 N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.38 N/mm^2
Modulo elastico	$E = 5700 R_{ck}^{1/2}$	36050 [MPa]

Come da proposta migliorativa 1G della Busta B, cap.3 a base di gara: "Qualità dei materiali da utilizzare nella realizzazione dell'opera anche in relazione alle modalità e agli oneri di manutenzione"

3.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

3.3.1 BARRE

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	$\geq 430 \text{ MPa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 12\%$

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	430.00 N/mm^2
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	540.00 N/mm^2
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	373.91 N/mm^2

3.3.2 RETI

Per le reti metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450A controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	$\geq 390 \text{ MPa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 440 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 8\%$
Rapporto f_t/f_y	≥ 1.10

Tensione di snervamento caratteristica	→ $f_{yk} \geq$	390.00 N/mm^2
Tensione caratteristica a rottura	→ $f_{tk} \geq$	440.00 N/mm^2
Fattore di sicurezza acciaio	→ $\gamma_s =$	1.15
Resistenza a trazione di calcolo	→ $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	339.13 N/mm^2

3.4 TABELLA RIASSUNTIVA CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO NORMATIVA UNI EN 206-1

Questa tabella è da compilarsi in funzione dell'opera da eseguire: associare ad ogni elemento progettuale (fondazione, elevazione.....).

Tab 2

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1									
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9888	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	Rck minima (N/mm ²)	Contenuto minimo di aria (%)	Copertura minima (mm)	
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco									
X0	Molto secco	Ulc perimetri di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15	
2 Corrosione delle armature per effetto della carbonatazione									
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Ulc perimetri di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	280	C20/25	-	20	
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in ds a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20	
XC3	Umidità moderata	Ulc perimetri con umidità relativa moderata o alta e c/c all'esterno protetto dalla pioggia	3a	0,55	280	C30/37	-	30	
XC4	Occlusamente bagnato ed asciutto	Superfici in ds a contatto con l'acqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30	
3 Corrosione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare									
XD1	Umidità moderata	Superfici in c/c esposte a nebbia salina	3a	0,55	300*	C30/37	-	30	
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piastre, ds esposte ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30	
XD3	Occlusamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggio	5c	0,45	320	C35/45	-	40	
4 Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare									
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30	
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40	
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40	
5 Attacco dei cicli di gelo/sgelo o con sali disgelanti									
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in ds esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30	
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in ds di strutture stradali esposte al gelo e nebbia da sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0	30	e aggregati resistenti al gelo/sgelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in ds esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0	30	e aggregati resistenti al gelo/sgelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in ds esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0	40	e aggregati resistenti al gelo/sgelo
6 Attacco chimico									
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30	
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai soliti	C30/37	-	30	
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	380 cemento resistente ai soliti	C35/45	-	40	

Conglomerato cementizio per elementi strutturali opere secondarie (Muri)

ELEMENTO	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA (Mpa)	COPRIFERRO (mm)	CLASSE DI CONSISTENZA	RAPPORTO ACQUA/CEMENTO (+Aria %)	DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE DEGLI AGGREGATI (mm)
FONDAZIONE ED ELEVAZIONE	XC4+XD1+XF2	C32/40	50	S4	0.50	25

3.5 PARAMETRI DI IDENTIFICAZIONE PER LA VERIFICA A FESSURAZIONE

Come riportato nel D.M. 9 Gennaio 1996 (prospetto 7-I) si seguono le seguenti impostazioni di verifica per le fessurazioni:

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Moderatamente aggressive

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Poco Sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

$w_1 = 0.10$

$w_2 = 0.20$

$w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.70 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Rara $\sigma_s < 0.70 f_{yk}$

Prospetto 7-I

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambiente	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
a	Poco aggressivo	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	decomp. o ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Moderatamente aggressivo	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompress.	—	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressivo	rara	ap. fessure e formaz. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		frequente	decompress.	—	ap. fessure	$\leq w_1$

w_k è definito al punto 4.3.1.7.1.3 w_1, w_2, w_3 sono definiti al punto 4.3.4.2.

4 COPRIFERRI

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore viene misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina.

Per i muri di sostegno si adottano copriferri pari a:

	Copriferro - c_{min} [mm]
<i>FONDAZIONI</i>	50
<i>ELEVAZIONE</i>	50

5 CODICI DI CALCOLO

5.1 VCASLU

Il software VcaSlu consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo stato limite ultimo che con il metodo n.

5.2 MAX 9.0 E MAX 10.0 - AZTEC

I calcoli per il dimensionamento delle strutture di sostegno (muri) sono stati eseguiti con l'ausilio del programma di calcolo *MAX 9.0*, versione 9.05b e *MAX 10.0* versione 10.07a, prodotto dalla "Aztec Informatica Srl", di Casole Bruzio (CS) (Licenza n. AIU26662G).

Nome software	N° revisione	Data revisione	Estensore	Data d'acquisto	Data validazione
MAX 9.0	9.05b	13 Novembre 2009	Aztec Informatica Srl	13 Novembre 2009	(fare riferimento al produttore)
MAX 10.0	10.07b	13 Novembre 2009	Aztec Informatica Srl	13 Novembre 2009	(fare riferimento al produttore)

Il programma MAX è dedicato all'analisi e al calcolo dei muri di sostegno. I tipi di muri che è possibile analizzare con il programma MAX sono:

- muri a gravità;
- a semigravità;
- muri in calcestruzzo armato.

Possono essere inoltre considerati, in funzione del tipo di muro e del materiale che lo costituisce, muri con:

- contrafforti;
- mensole di contrappeso e di marciapiede;
- pali di fondazione;
- tiranti di ancoraggio.

MAX consente inoltre l'analisi di muri di cantina. Il programma consente di stratificare il terreno sia in elevazione sia in fondazione, e di inserire carichi (concentrati e distribuiti) sul profilo e in qualsiasi posizione del muro.

Il programma consente di inserire carichi (concentrati e distribuiti) sul terreno e sul muro, in qualunque posizione. I carichi sono gestiti per condizioni. Definite le condizioni di carico, si possono definire le combinazioni di carico manualmente o in modo automatico previa definizione del tipo di Normativa da utilizzare:

- D.M. 1988 + D.M. 1996 o Ordinanza Ministeriale 3274/2003 per il MAX 9.0;
- D.M. 1988 + D.M. 1996 o D.M. 14/01/2008 (NTC 2008) per il MAX 10.0.

L'analisi può essere eseguita sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche. Il calcolo delle armature e la verifica delle sezioni eseguito con il metodo delle tensioni ammissibili o degli stati limite ultimi.

I metodi di calcolo implementati in nel programma sono:

Calcolo della spinta:

- Rankine;
- Coulomb;
- Culman;
- Mononobe-Okabe;

Calcolo della capacità portante:

- Terzaghi;
- Meyerof;
- Hansen;

Vesic;

Berezantzev.

In presenza di tiranti o contrafforti sul paramento, quest'ultimo viene calcolato attraverso un modello a piastra utilizzato anche per le mensole di fondazione in presenza di pali. Le piastre e i pali vengono calcolati con il metodo degli Elementi finiti.

Analisi di stabilità del pendio nei pressi dell'opera:

Fellenius;

Bishop.

In presenza di pali di fondazione è possibile selezionare il tipo di capacità portante (capacità portante di punta, capacità portante per attrito laterale), la tipologia dei pali (pali infissi, pali trivellati), la modalità di rottura del sistema palo-terreno, ecc.

6 TERRENI

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei terreni, la stratigrafia, il profilo del terreno e la quota di falda utilizzati nelle verifiche dei muri.

6.1 MURO SUPERFICIALE TIPO 1 e 2 – CONCI DA 1 A 11

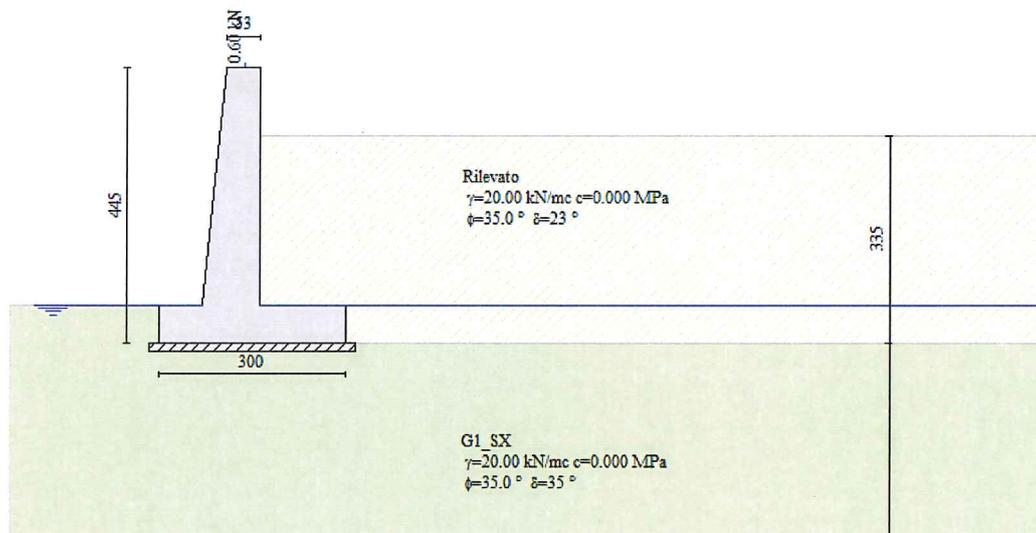


Figura 6-1 – Combinazioni SLU, Sismica e SLE

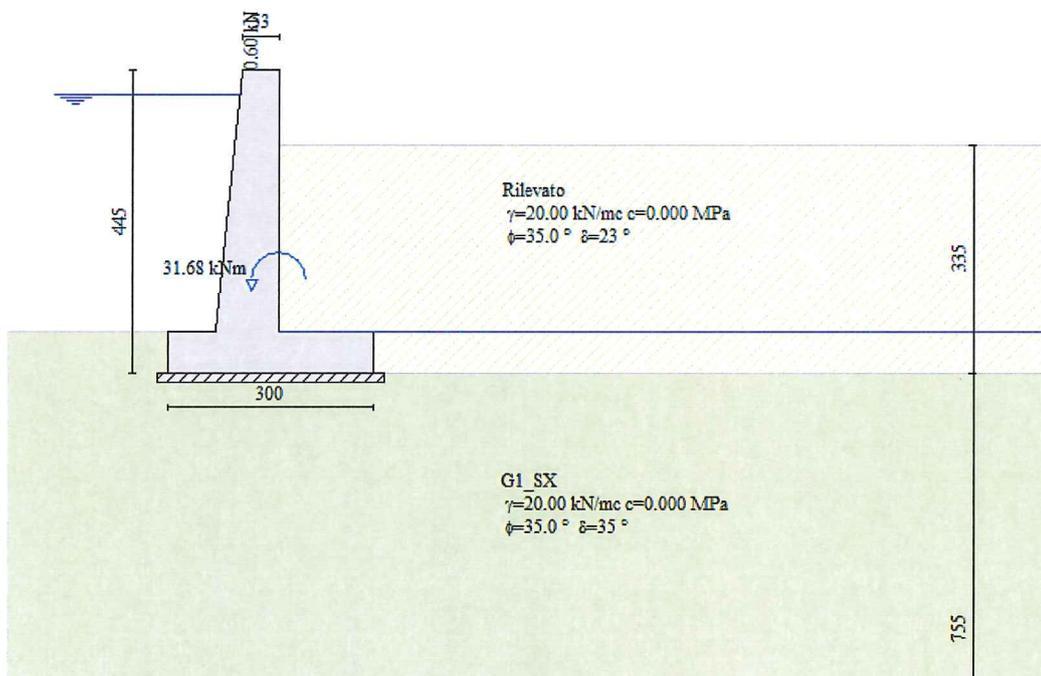


Figura 6-2 – Combinazione Eccezionale - Piena

6.1.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno

γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_w	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Nr.	Descrizione	γ	γ_w	ϕ	δ	c	c_a
1	Rilevato	19.61	20.59	35.00	23.33	0.0000	0.0000
2	G1_SX	20.00	21.00	35.00	35.00	0.0000	0.0000

6.1.2 STRATIGRAFIA

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
Y_0	Ordinata punto iniziale espresso in [m]
Y_1	Ordinata punto finale espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
K_w	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
K_s	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	Y0	Y1	a	Kw	Ks	Terreno
1	-3.60	-3.60	0.00	0.10	0.00	Rilevato
2	-9.40	-9.50	-0.57	2.70	0.50	G1_SX

6.1.3 PROFILO TERRENO

Terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento (Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	0.01	-1.10	-89.48
2	2.00	-1.10	0.00
3	8.30	-1.10	0.00
4	20.00	-1.10	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.00	[m]

6.1.4 FALDA

Quota della falda a monte del muro rispetto al piano di posa della fondazione 0.60 [m]

Combinazioni SLU, Sismica e SLE

Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione 0.60 [m]

Combinazione Eccezionale

Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione 4.10 [m]

6.2 MURO SUPERFICIALE TIPO 3 – CONCIO 12

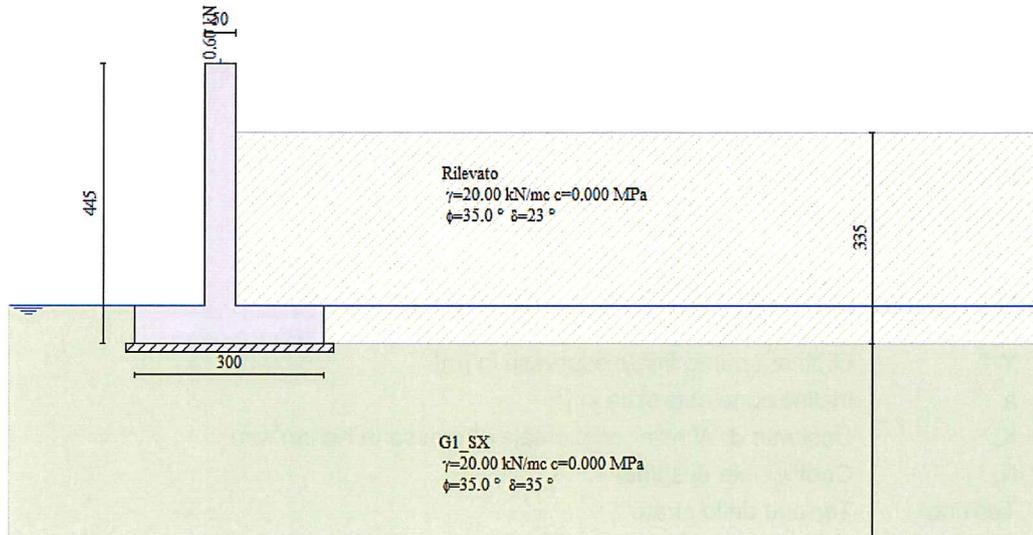


Figura 6-3 – Combinazioni SLU, Sismica e SLE

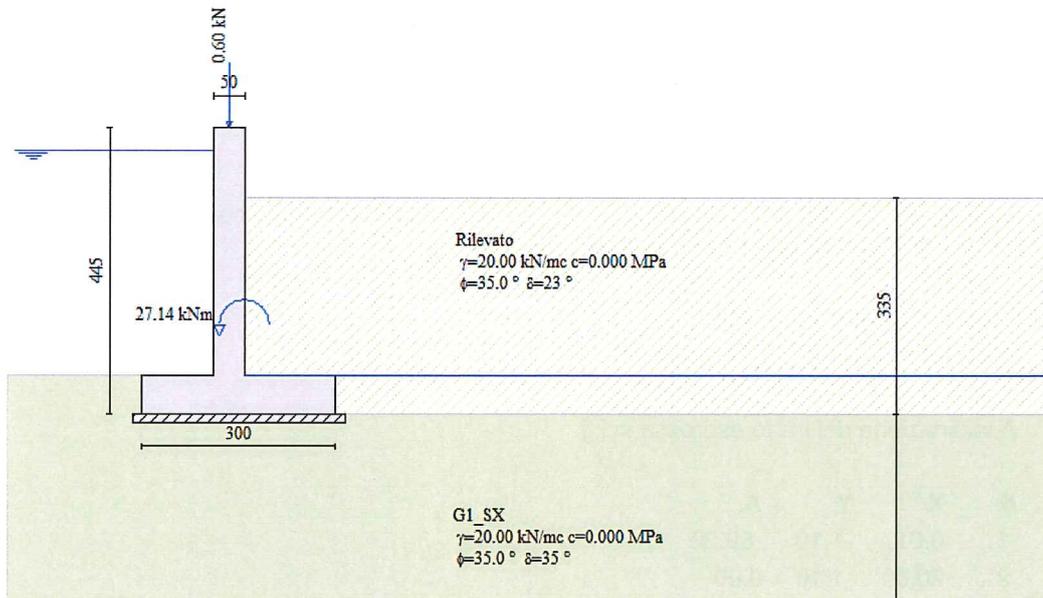


Figura 6-4 – Combinazione Eccezionale - Piena

6.2.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_w	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [MPa]

Nr.	Descrizione	γ	γ_w	ϕ	δ	c	c_a
1	Rilevato	19.61	20.59	35.00	23.33	0.0000	0.0000
2	G1_SX	20.00	20.00	35.00	35.00	0.0000	0.0000

6.2.2 STRATIGRAFIA

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
Y_0	Ordinata punto iniziale espresso in [m]
Y_1	Ordinata punto finale espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
K_w	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
K_s	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	Y_0	Y_1	a	K_w	K_s	Terreno
1	-4.45	-4.45	0.00	0.10	0.00	Rilevato
2	-9.40	-9.50	-0.57	2.70	0.50	G1_SX

6.2.3 PROFILO TERRENO

Terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento (Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	0.01	-1.10	-89.52
2	20.00	-1.10	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.00	[m]

6.2.4 FALDA

Quota della falda a monte del muro rispetto al piano di posa della fondazione 0.60 [m]

Combinazioni SLU, Sismica e SLE

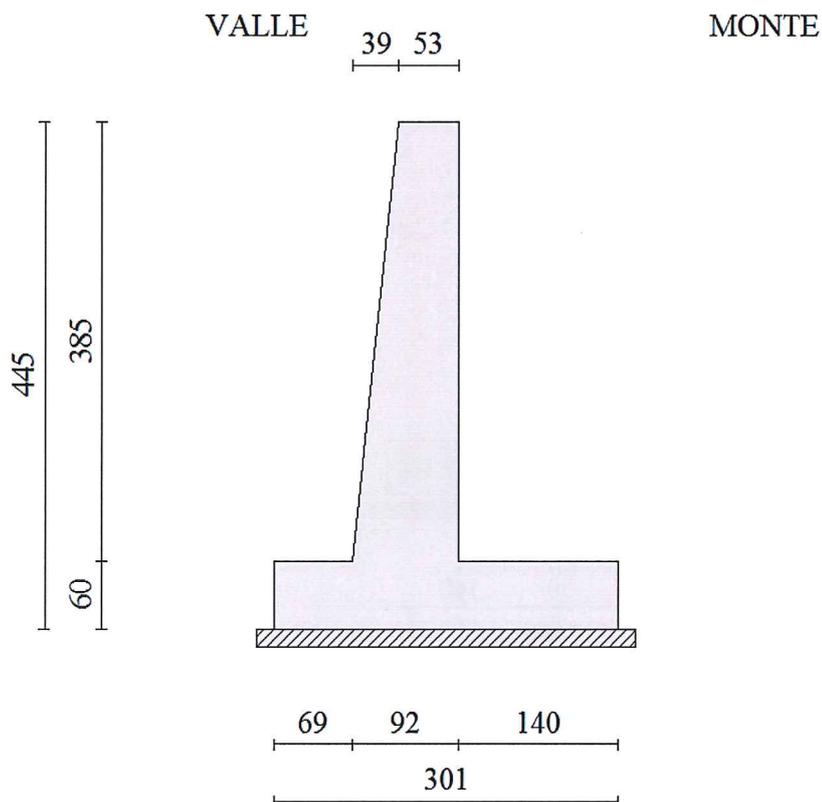
Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione 0.60 [m]

Combinazione Eccezionale

Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione 4.10 [m]

7 GEOMETRIA

7.1 MURO SUPERFICIALE TIPO 1 E 2 – CONCI DA 1 A 11



Geometria Muro

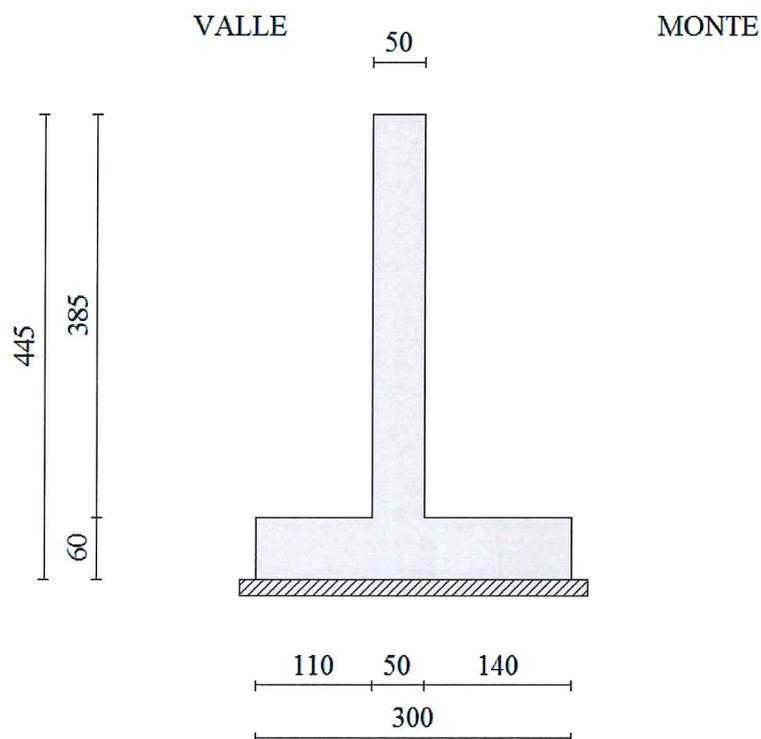
Descrizione **Muro a mensola in c.a.**

Altezza del paramento	3.85 [m]
Spessore in sommità	0.53 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.92 [m]
Inclinazione paramento esterno	5.71 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Geometria Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.69 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1.40 [m]
Lunghezza totale fondazione	3.00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.60 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]

7.2 MURO SUPERFICIALE TIPO 3 – CONCIO 12



Geometria Muro

Descrizione **Muro a mensola in c.a.**

Altezza del paramento	3.85 [m]
Spessore in sommità	0.50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Geometria Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	1.13 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1.37 [m]
Lunghezza totale fondazione	3.00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.60 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]

8 METODI DI CALCOLO

8.1 CALCOLO DELLA SPINTA

8.1.1 METODO DI CULMANN

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione p rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

8.1.2 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_H W \quad F_{IV} = \pm k_V W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

8.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro η è positivo, ribaltante se η è negativo. η è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

8.3 VERIFICA A SCORRIMENTO

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante

delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .
 Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

8.4 VERIFICA A CARICO LIMITE

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen. Cambia solo il fattore N_γ e l'espressione di alcuni coefficienti.

Di seguito sono riportate per intero tutte le espressioni.

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14 c (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

I fattori che compaiono in queste espressioni sono espressi da:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} K_p \operatorname{par}$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \phi$$

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \text{tg}\phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \arctg \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2\text{tg}\phi(1 - \sin\phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Definito il parametro

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

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1 - \frac{mH}{A_f C_a N_c}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f C_a \text{ctg} \phi}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f C_a \text{ctg} \phi}\right)^{m+1}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi = 0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \text{tg} \phi)^2$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi = 0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \text{tg} \beta)^2$$

8.5 VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguito il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri

di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

9 CONDIZIONI DI CARICO

9.1 MURO SUPERFICIALE TIPO 1 E 2- CONCI DA 1 A 11

9.1.1 SIMBOLOGIA E CONVENZIONI DI SEGNO ADOTTATE

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

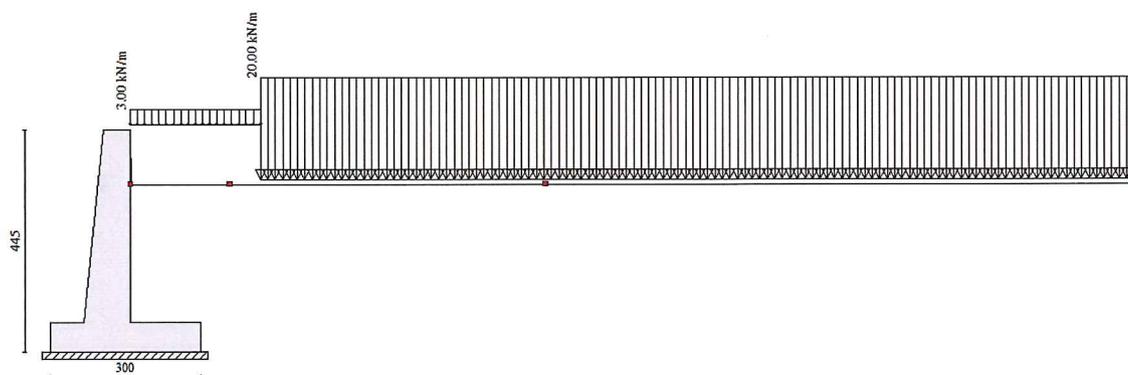
Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

9.1.2 Combinazioni SLU, Sismica e SLE

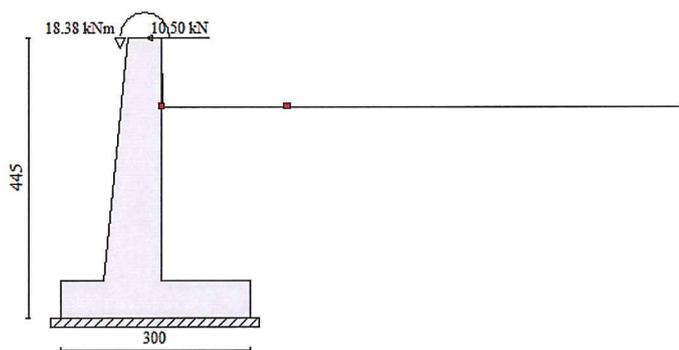
Condizione n° 1 (Carichi mobili)

D	Profilo	$X_i=2.60$	$X_f=10.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$
D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=2.60$	$Q_i=3.0000$	$Q_f=3.0000$



Condizione n° 2 (Vento)

C	Paramento	$X=0.00$	$Y=0.00$	$F_x=10.5000$	$F_y=0.0000$	$M=18.3800$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------



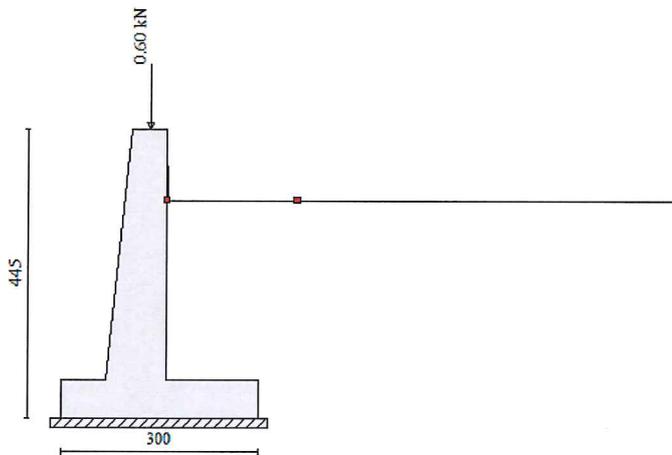
L'azione del vento è stata calcolata per un'altezza di barriera pari a 3.5m e considerando un interasse tra i montanti pari a 3m. Si ottiene:

$$1 \frac{kN}{m^2} \cdot 3.5m \cdot 3m = 10.5kN$$

$$10.5kN \cdot \frac{3.5m}{2} = 18.38kNm$$

Condizione n° 3 (Carichi permanenti - Barriera)

C Paramento X=-0.15 Y=0.00 F_x=0.0000 F_y=0.6000 M=0.0000

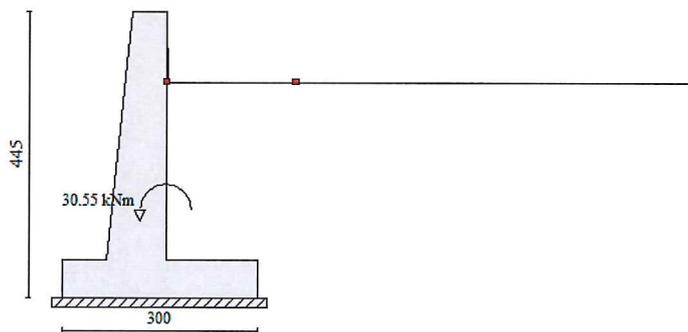


9.1.1 Combinazione eccezionale

E' stato introdotto il carico dovuto al contributo della pressione dell'acqua sulla ciabatta di valle che il software non considera.

Condizione n° 2 (Pressione dell'acqua sulla ciabatta di valle)

C Paramento X=0.00 Y=-3.08 F_x=0.0000 F_y=0.0000 M=30.550



La risultante delle pressioni si ottiene:

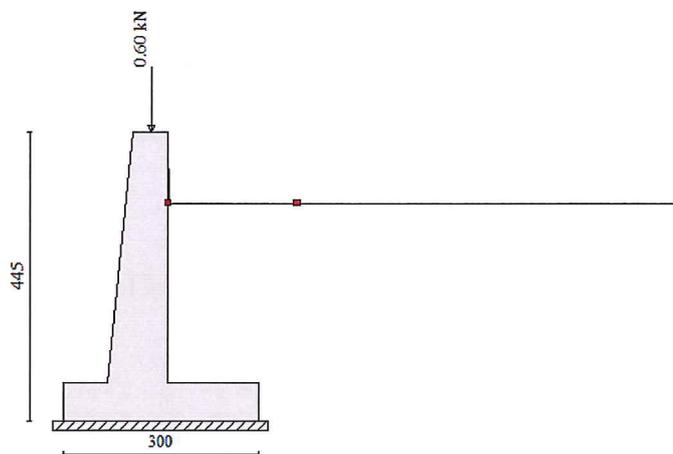
$$P = \gamma \cdot h \cdot b = 10 \frac{kN}{m^3} \cdot 3.5m \cdot 0.69 = 24.15 \frac{kN}{m}$$

Da cui il momento rispetto al filo del paramento interno:

$$24.15 \frac{kN}{m} \cdot \left(\frac{0.69}{2} + 0.92 \right) = 30.55kNm$$

Condizione n° 3 (Carichi permanenti - Barriera)

C Paramento X=-0.15 Y=0.00 F_x=0.0000 F_y=0.6000 M=0.0000



9.2 MURO SUPERFICIALE TIPO 3 – CONCIO 12

9.2.1 SIMBOLOGIA E CONVENZIONI DI SEGNO ADOTTATE

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

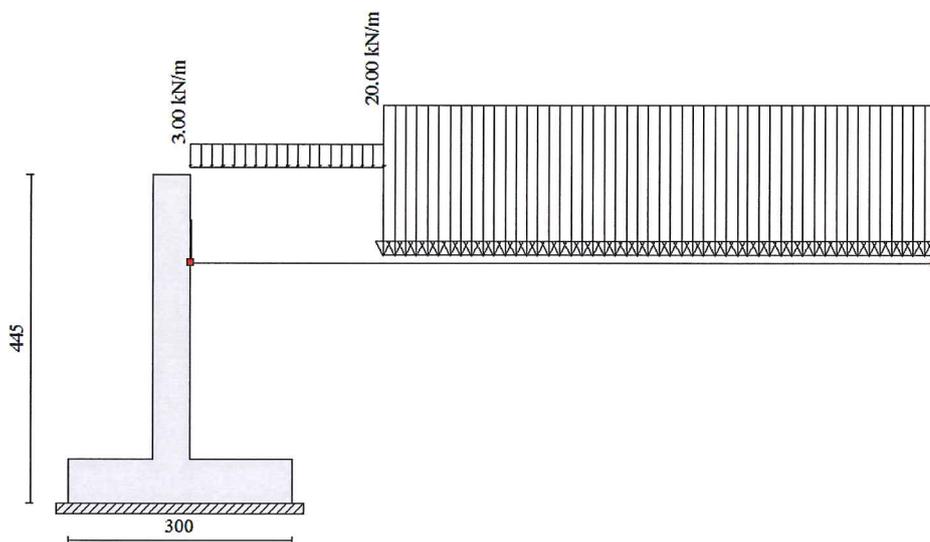
Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

9.2.1 Combinazioni SLU, Sismica e SLE

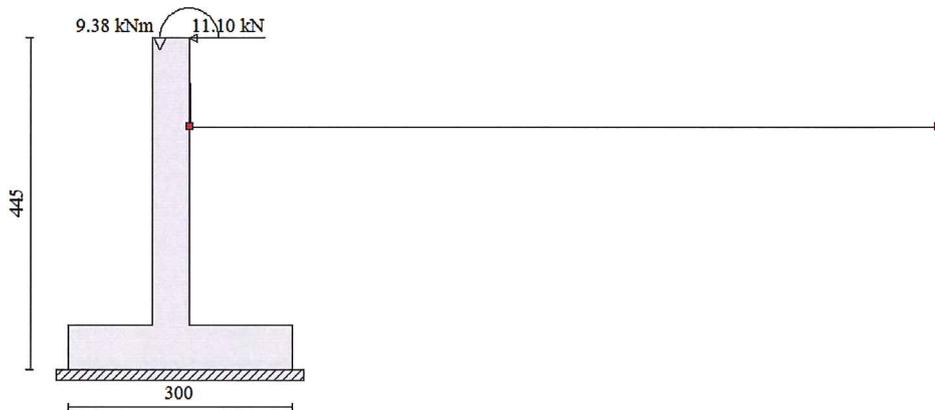
Condizione n° 1 (Carichi mobili)

D	Profilo	$X_i=2.60$	$X_f=10.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$
D	Profilo	$X_i=0.00$	$X_f=2.60$	$Q_i=3.0000$	$Q_f=3.0000$



Condizione n° 2 (Vento)

C	Paramento	$X=0.00$	$Y=0.00$	$F_x=11.1000$	$F_y=0.0000$	$M=9.38000$
---	-----------	----------	----------	---------------	--------------	-------------



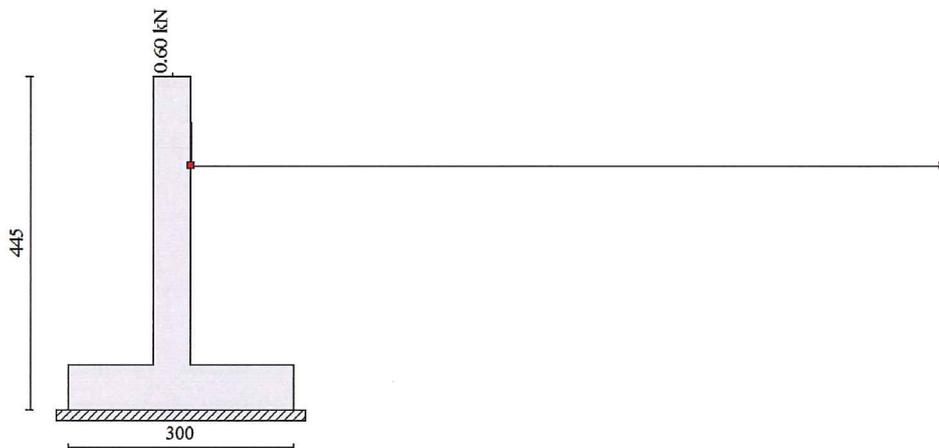
L'azione del vento è stata calcolata per un'altezza di barriera pari a 2.5m + 1,20m (corrispondenti all'altezza della testa del muro fuori terra) e considerando un interasse tra i montanti pari a 3m. Si ottiene:

$$1 \frac{kN}{m^2} \cdot 3.7m \cdot 3m = 11.1kN$$

$$1 \frac{kN}{m^2} \cdot 2.5m \cdot 3m \cdot \frac{2.5m}{2} = 9.38kNm$$

Condizione n° 3 (Carichi permanenti - Barriera)

C Paramento X=-0.25 Y=0.00 F_x=0.0000 F_y=0.6000 M=0.0000

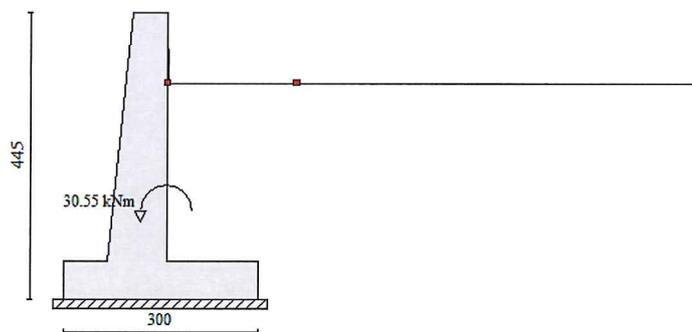


9.2.1 Combinazione eccezionale

E' stato introdotto il carico dovuto al contributo della pressione dell'acqua sulla ciabatta di valle che il software non considera.

Condizione n° 2 (Pressione dell'acqua sulla ciabatta di valle)

C Paramento X=0.00 Y=-3.08 F_x=0.0000 F_y=0.0000 M=30.550



La risultante delle pressioni si ottiene:

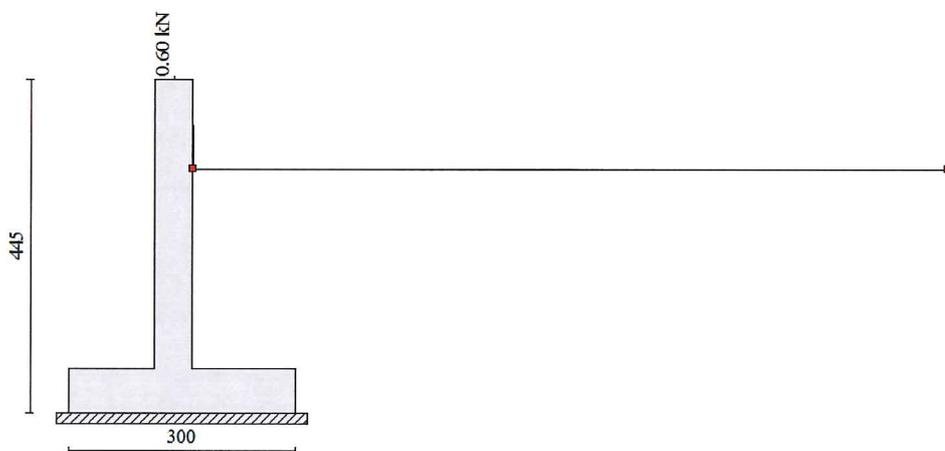
$$P = \gamma \cdot h \cdot b = 10 \frac{kN}{m^3} \cdot 3.5m \cdot 0.69 = 24.15 \frac{kN}{m}$$

Da cui il momento rispetto al filo del paramento interno:

$$24.15 \frac{kN}{m} \cdot \left(\frac{0.69}{2} + 0.92 \right) = 30.55 kNm$$

Condizione n° 3 (Carichi permanenti - Barriera)

C Paramento X=-0.25 Y=0.00 F_x=0.0000 F_y=0.6000 M=0.0000



10 COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano in modo sintetico le combinazioni di carico esaminate così come previsto dal D.M. LL.PP. 4 Maggio 1990 e dal D.M. 16 Gennaio 1996.

n. comb.	Tipo	g_1 (p.p. strut.)	g_2 (perm.portati)	g_3 (altre azioni perm.)	q_1 (mobili)	q_5 (vento)	q_6 (sisma)	q_8 (urto)	q_9 (eccez.)
1	SLU-STAT	1.5	1.5	1.5	0	0	-	0	0
2	SLU-STAT	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	-	0	0
3	SLU-STAT	1.5	1.5	1.5	1.5	0	-	0	0
4	SLU-STAT	1.5	1.5	1.5	0	1.5	-	0	0
5	SLU-SIS	1	1	1	0	0	1	0	0
6	SLU-ECCEZ	1	1	1	0	0	-	0	1
7	SLE RA	1	1	1	1	0	-	0	0
8	SLE FR	1	1	1	0.7	0	-	0	0
9	SLE Q.P	1	1	1	0	0	-	0	0

11 IMPOSTAZIONI DI ANALISI

Spinte e verifiche secondo:

ORDINANZA 20/03/2003 - EUROCODICI
 Approccio progettuale 2(DA2)

Verifiche sezioni

Metodo

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.60
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Moderatamente aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	
<u>Verifica fessurazione</u>	
Sensibilità delle armature	Poco Sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.10$ $w_2 = 0.20$ $w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)
<u>Verifica delle tensioni</u>	
Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.70 f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ Rara $\sigma_s < 0.70 f_{yk}$

Coefficienti di sicurezza verifiche geotecniche

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.50
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.30
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.00
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	1.50

Impostazioni avanzate

Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni
 Influenza della falda a valle sia come peso sia come spinta da valle
 Terreno a monte a elevata permeabilità
 Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Zona sismica	Zona 3 (ag=15%g)
Accelerazione al suolo ag =	15.00%
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.25
Coefficiente di importanza (γ_i)	1.30
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione spinta (r)	2.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.00
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(ag*\gamma_i*St*S)/r = 12.19$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.00 * k_h = 0.00$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Calcolo riferito ad 1 metro di muro	
Lunghezza del muro	10.00 [m]

12 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

12.1 MURO SUPERFICIALE TIPO 1 e 2 – CONCI DA 1 A 11

12.1.1 PARAMENTO

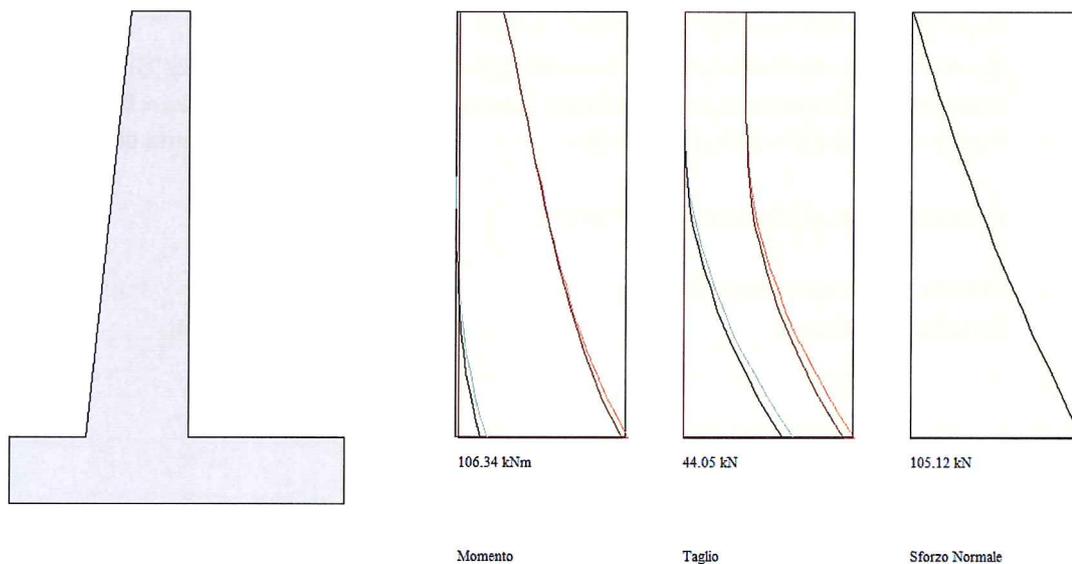


Figura 12-1 – Inviluppo sollecitazioni SLU-STATICA

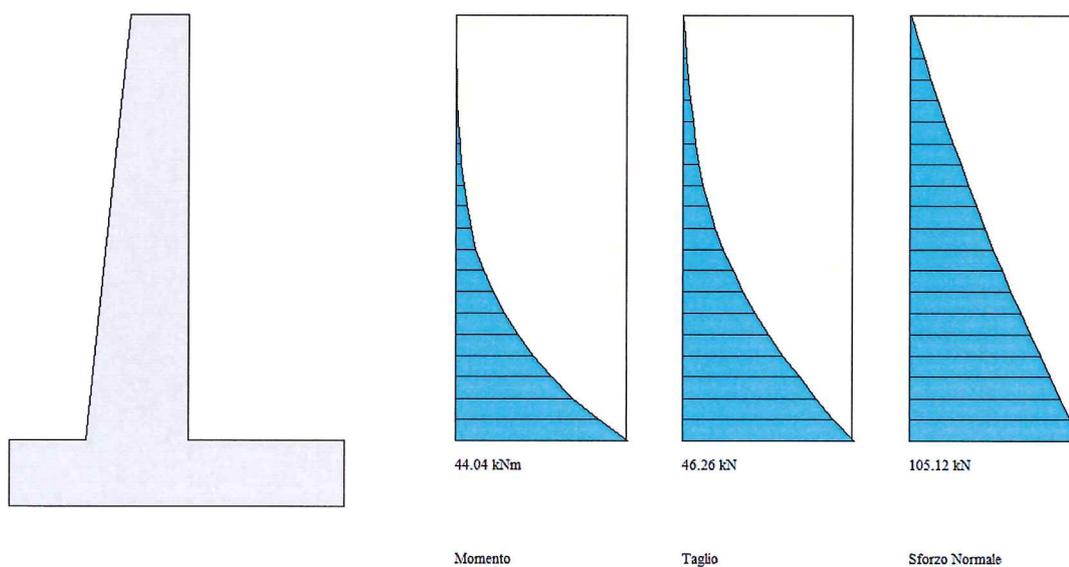


Figura 12-2 – Sollecitazioni SLU-SISMICA

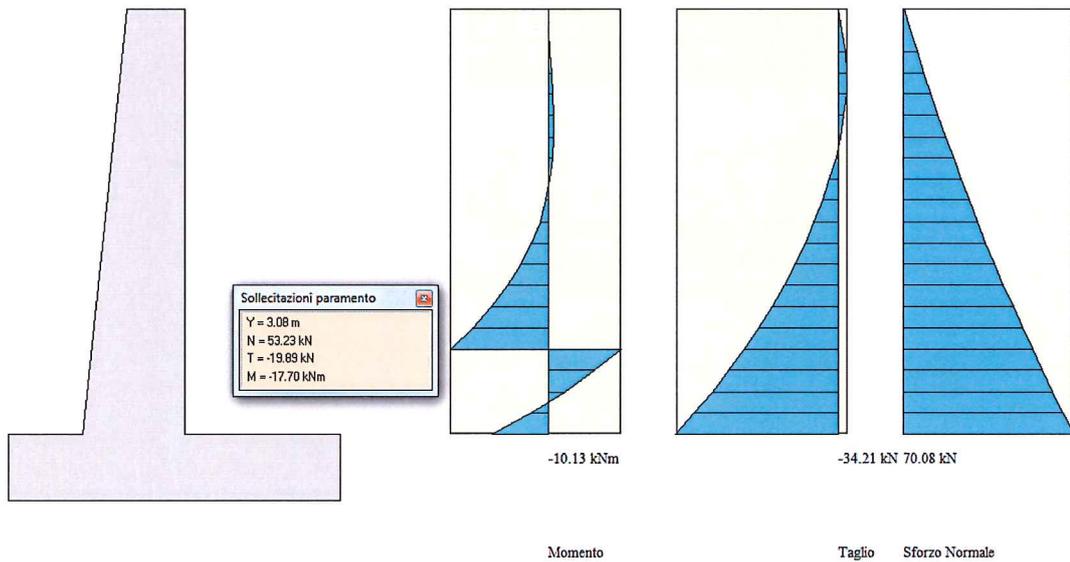


Figura 12-3 – Sollecitazioni SLU-Eccezionale

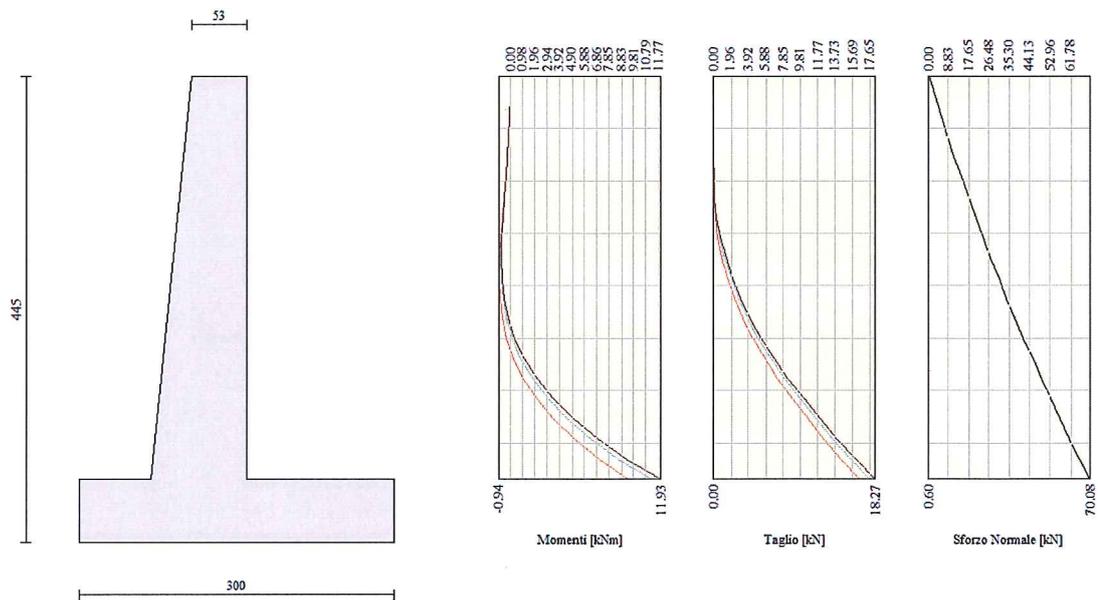


Figura 12-4 – Involuppo sollecitazioni SLE

12.1.2 FONDAZIONE

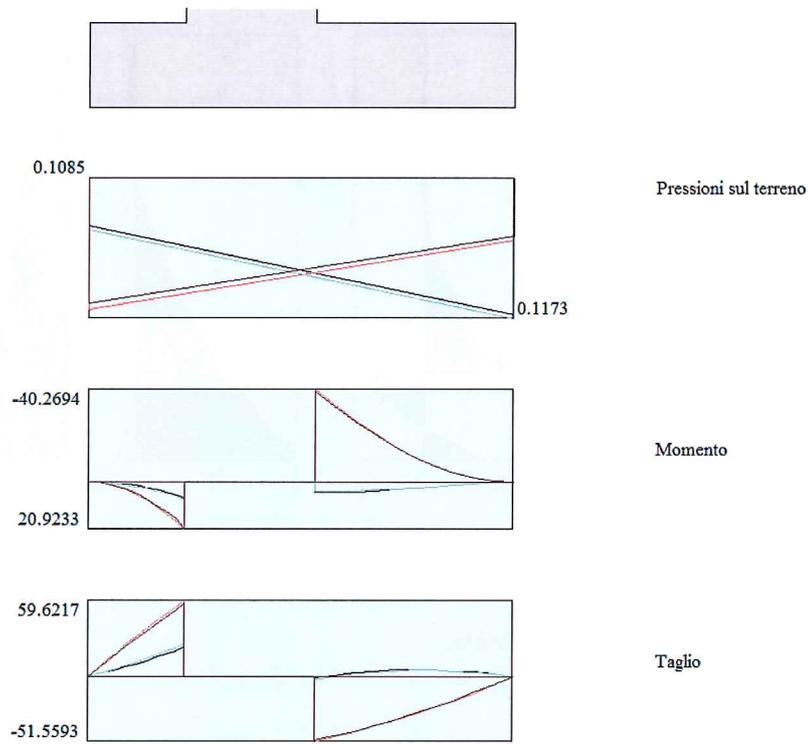


Figura 12-5 – Involuppo sollecitazioni SLU-STATICA

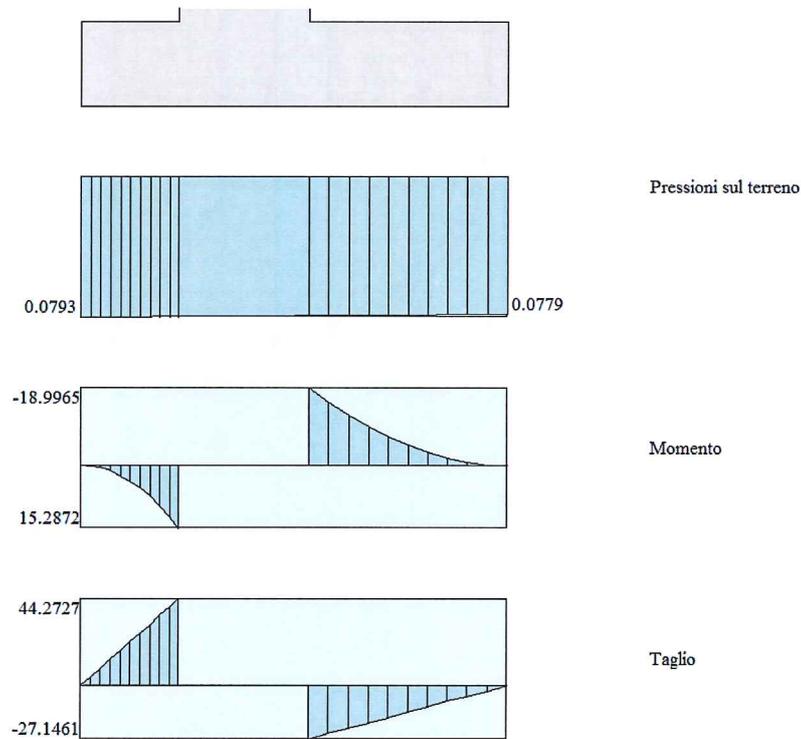


Figura 12-6 – Sollecitazioni SLU-SISMICA

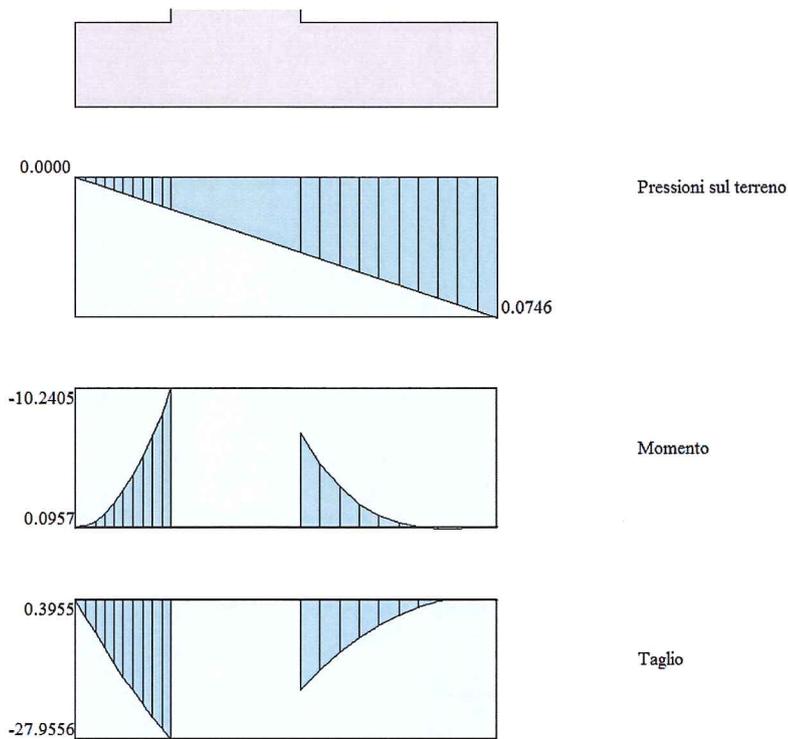


Figura 12-7 – Sollecitazioni SLU-Eccezionale

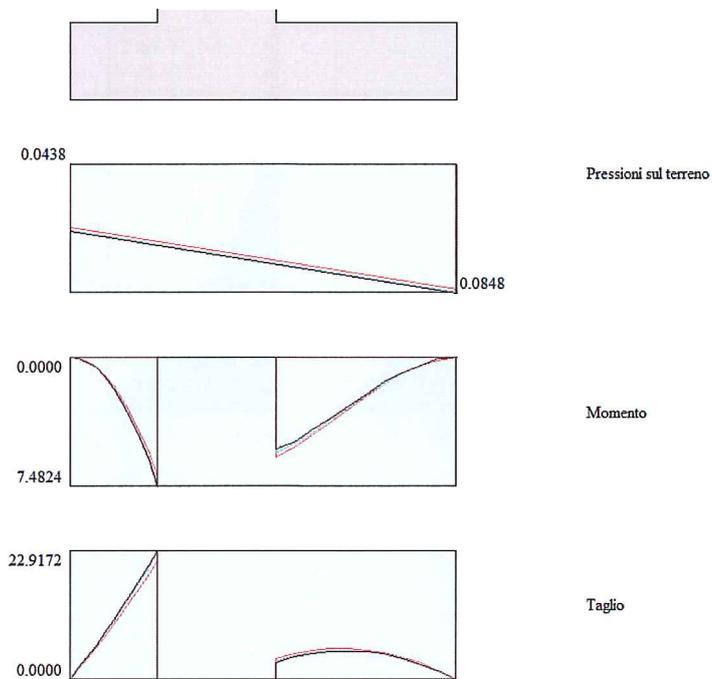


Figura 12-8 – Involuppo sollecitazioni SLE

12.2 MURO SUPERFICIALE TIPO 3 – CONCIO 12

12.2.1 PARAMENTO

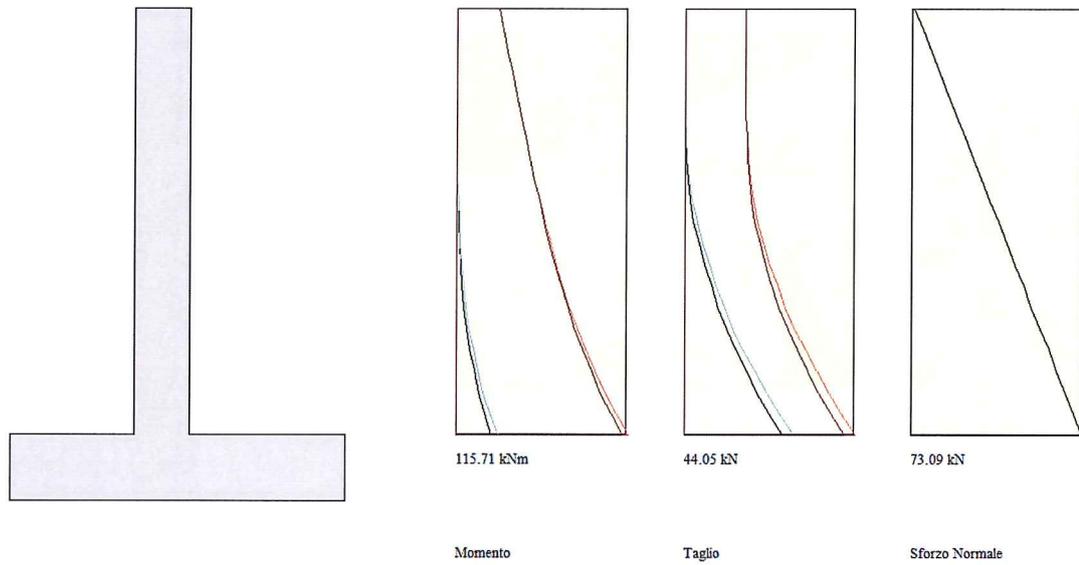


Figura 12-9 – Involuppo sollecitazioni SLU-STATICA

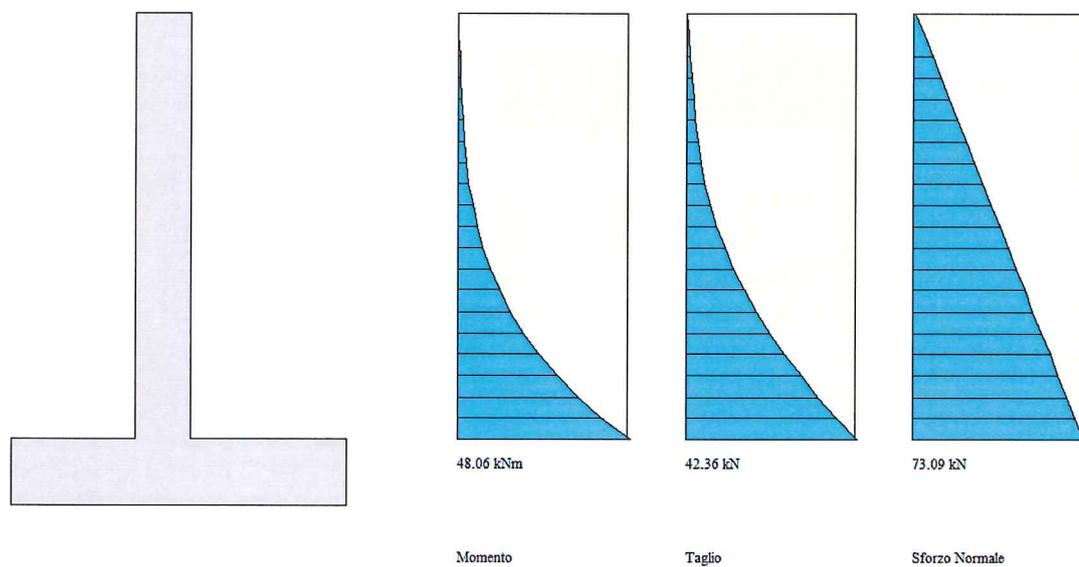


Figura 12-10 – Sollecitazioni SLU-SISMICA

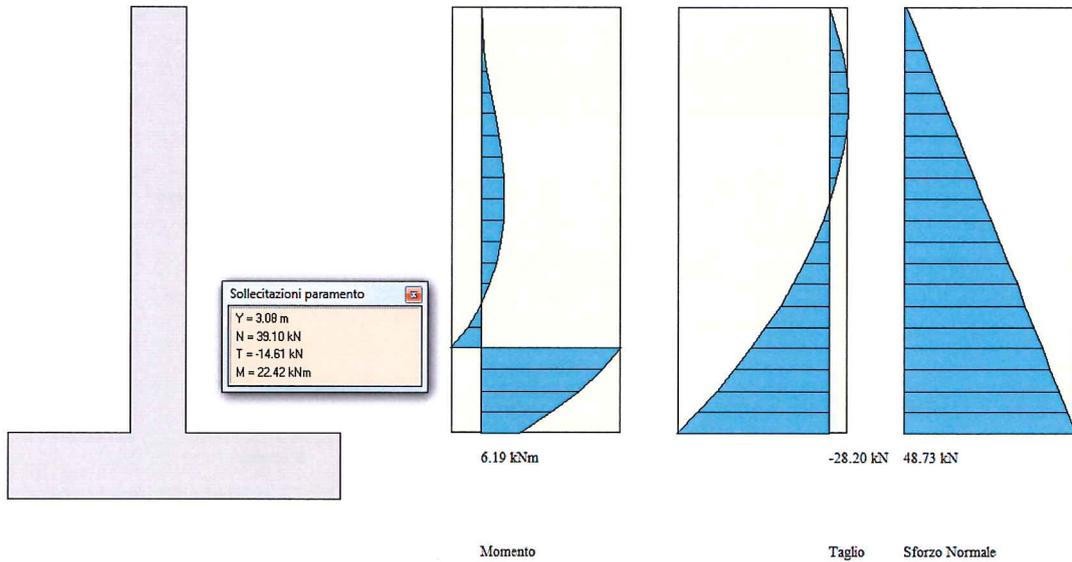


Figura 12-11 – Sollecitazioni SLU-Eccezionale

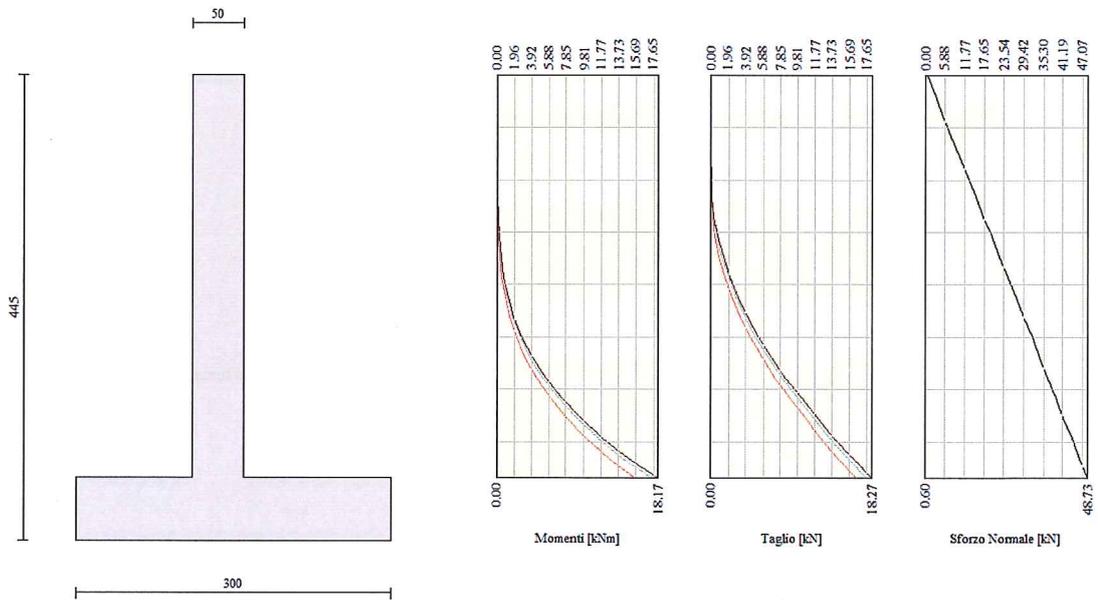


Figura 12-12 – Involuppo sollecitazioni SLE

12.2.2 FONDAZIONE

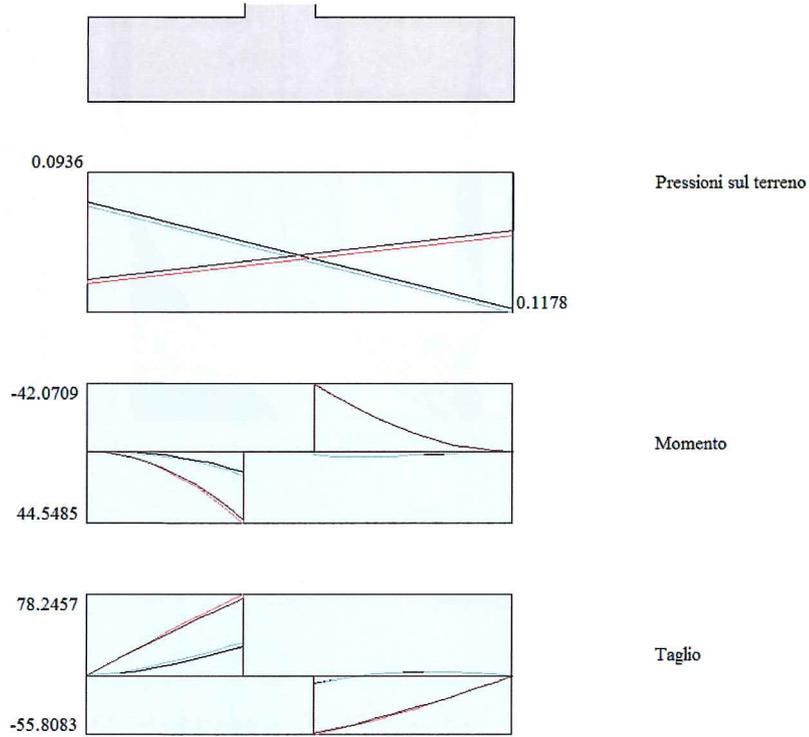


Figura 12-13 – Involuppo sollecitazioni SLU-STATICA

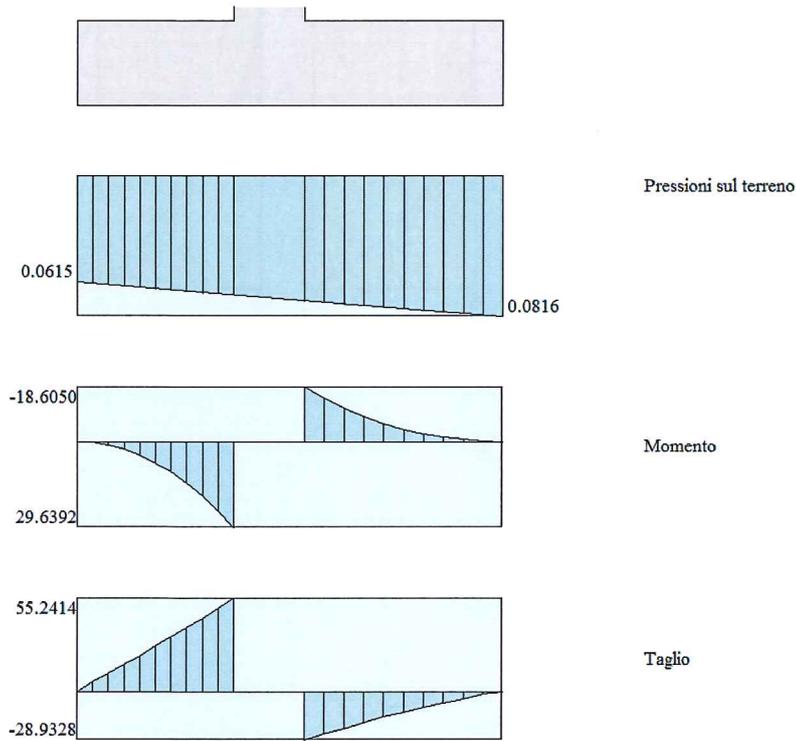


Figura 12-14 – Sollecitazioni SLU-SISMICA

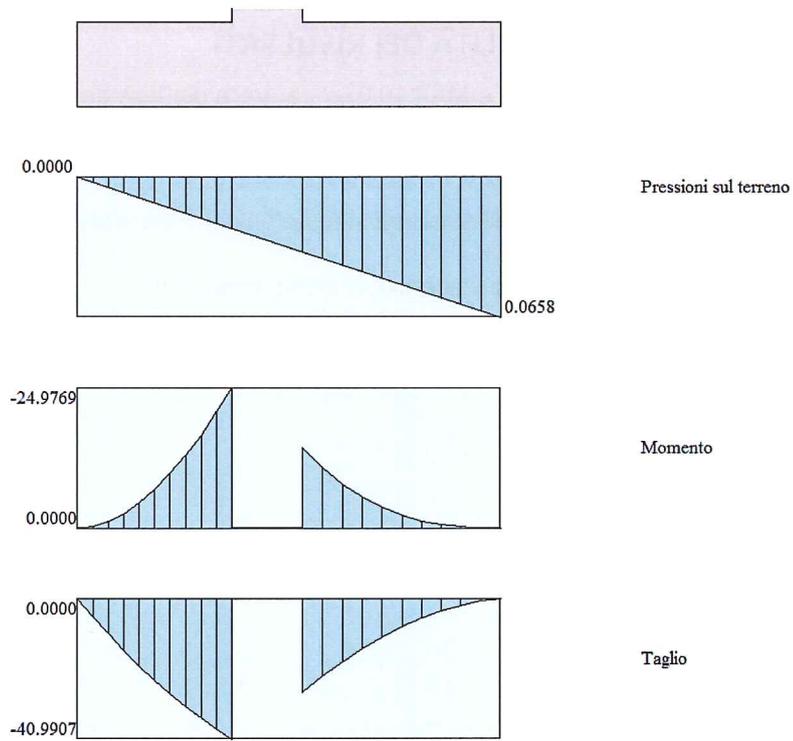


Figura 12-15 – Sollecitazioni SLU-Eccezionale

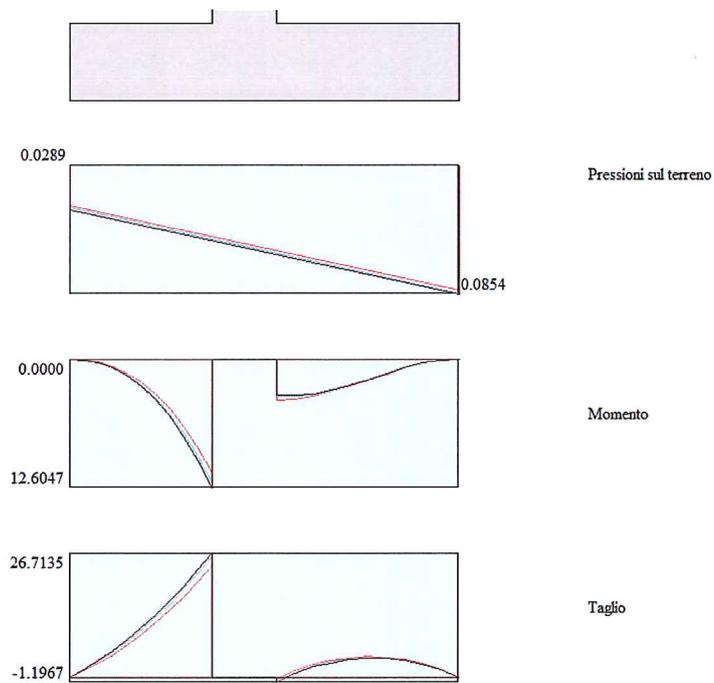


Figura 12-16 – Involuppo sollecitazioni SLE

13 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

L'affidabilità dei codici di calcolo (MAX9.0 e MAX 10.0) e' garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, come indicato nei paragrafi precedenti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di pressioni sul terreno e sollecitazioni della struttura facilmente controllabili mediante calcolo a mano di massima.

Per quanto riguarda invece le verifiche dell'armatura si è preferito utilizzare un verificatore esterno ultra convalidato quale VcaSlu.

Si ritiene quindi che i risultati ottenuti dalle elaborazioni siano accettabili.

14 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano le seguenti verifiche strutturali a:

- pressoflessione della sezione posta alla base del paramento sia per l'involuppo delle combinazioni SLU statiche che per la combinazione SLU sismica.
- flessione della sezione maggiormente sollecitata della fondazione sia per l'involuppo delle combinazioni SLU statiche che per la combinazione SLU sismica.
- fessurazione per la combinazione frequente e quasi permanente sia per la sezione posta alla base del paramento che per la sezione maggiormente sollecitata della fondazione. Come previsto dal D.M.9 Gennaio 1996 nel caso di armature *Poco sensibili* e condizione ambientale *Moderatamente aggressiva* la verifica consiste nel verificare che l'apertura delle fessure w sia inferiore a $w_2=0.2\text{mm}$ per la combinazione SLE frequente e che w sia inferiore a $w_1=0.1\text{mm}$ per la combinazione SLE quasi permanente. Inoltre si deve verificare che le tensioni nel calcestruzzo compresso siano inferiori a: $0.60f_{ck}$ ($=19.92\text{N/mm}^2$) per la combinazione rara e siano inferiori a $0.45f_{ck}$ ($=14.94\text{N/mm}^2$) per la combinazione quasi permanente. Infine vi è la verifica alle tensioni dell'armatura: la massima trazione nell'acciaio non deve superare $0.70f_{yk}$ ($=315\text{N/mm}^2$).
- taglio alla base del muro, per la sollecitazione di involuppo delle combinazioni SLU (sia statiche che sismica);
- taglio nella sezione più sollecitata della fondazione, per la sollecitazione di involuppo delle combinazioni SLU (sia statiche che sismica).

Per quanto riguarda le verifiche a pressoflessione esse sono state effettuate tramite il software free **Vca.Slu del Prof. Gelfi**. Per le verifiche a fessurazione e per le verifiche a taglio si utilizza un foglio Excel appositamente redatto internamente allo studio. Si precisa che, per quanto riguarda il taglio, a favore di sicurezza, la verifica si conduce secondo le formule riportate nelle NTC2008 per sezioni non armate a taglio:

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

14.1 MURO SUPERFICIALE TIPO 1 e 2 – CONCI DA 1 A 11

14.1.1 PARAMENTO

Geometria sezione di verifica e Armatura

Pos.Sez.Ver.	B	H	$A_{s, valle}$	$A_{s, monte}$
	[m]	[m]		
Base muro	1.00	0.92	5 ϕ 14=770 mmq	5 ϕ 16 =1005 mmq

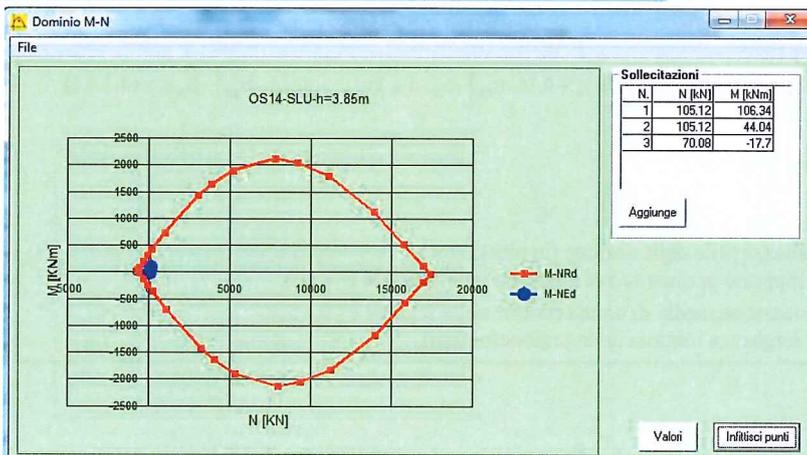


Figura 14-1 – Verifica Pressoflessione - SLU-STATICA/SISMICA/ECCEZ - Sezione base muro

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	40	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza	$H =$	92	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	10.05	cm ²
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	8.2	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	7.70	cm ²
Copriferro baricentro acciaio compresso	$c's =$	8.1	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	$c =$	7.4	cm
Ricoprimento barre più interne tese	$c+S =$	7.4	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	1.6	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	11.16	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	-70.08	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	-0.0628	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.58	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	46.14	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	149806	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	386.87	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	0.00	N/mm ² < σ_{t}

Figura 14-2 – Verifica fessurazione – SLE frequente – Sezione base muro

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	11.93	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	-70.08	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	-0.0587	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.58	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	46.14	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	149806	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	386.87	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	0.01	N/mm ² < σ_{t}

Figura 14-3 – Verifica tensioni – SLE rara – Sezione base muro

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	9.38	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	-70.08	kN	
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	-0.0747	cm ⁻¹	
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²	
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.58	N/mm ²	
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	46.14	cm	
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	149806	cm ³	
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	386.87	kNm	
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	-0.01	N/mm ²	< $\sigma_{t,lim}$

Figura 14-4 – Verifica tensioni – SLE q.permanente – Sezione base muro

	V_{Ed}	46.26	kN
	N_{Ed}	0	kN
	R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	33.2	N/mm ²
	γ_c	1.5	
	f_{cd}	18.8	
Geometria cls	b_w	1000	mm
	h	920	mm
	c	82	mm
	d	838	mm
Geometria acciaio	f	16	mm
	n°	5	
	A_{sl}	1004.80	mm ²
	ρ_l	0.001	
	σ_{cp}	0.0	N/mm ²
	k	1.4885	
	v_{min}	0.3662	
		237.23	kN
		306.92	kN
	V_{rd}	306.92	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO			

Figura 14-5 – Verifica a taglio – SLU-STATICA/SISMICA/ECCEZ – Sezione base muro
14.1.2 FONDAZIONE

Geometria sezione di verifica e Armatura

Pos.Sez.Ver.	B	H	$A_{s,interiore}$	$A_{s,superiore}$
	[m]	[m]		
	1.00	0.60	5 ϕ 16=1005 mmq	5 ϕ 16=1005 mmq

Verifica C.A. S.L.U. - File: OS14-H3.85m-FONDAZIONE_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : OS14-SLU-h=3.85m

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10.05	7.2
			2	10.05	52.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 40.27 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 216.5 kNm

Materiali B450C C32/40

E_{cu} 67.5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 18.13 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [7]
E_{syd} 1.957 % C_{c,adm} 12.25
C_{s,adm} 255 N/mm² T_{co} 0.7333
T_{c1} 2.114

σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 34.16 ‰
d 52.8 cm
x 4.907 x/d 0.09293
δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio...
File

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

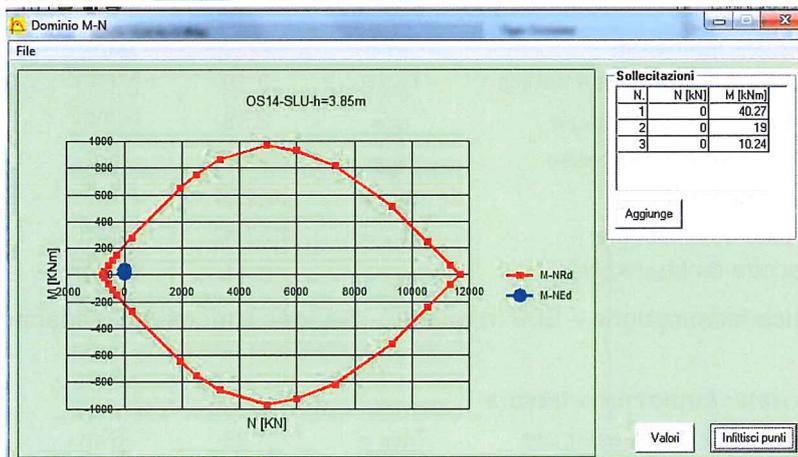


Figura 14-6 – Involuppo sollecitazioni SLU-STATICA/SISMICA/ECCEZ – Sezione a momento massimo

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	40	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza	$H =$	60	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	10.05	cm ²
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	7.2	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	10.05	cm ²
Copriferro baricentro acciaio compresso	$c's =$	7.2	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	$c =$	6.4	cm
Ricoprimento barre più interne tese	$c+S =$	6.4	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	1.6	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	7.29	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$res =$	0.0000	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.58	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	30.00	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	65224	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	168.44	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	0.11	N/mm ² < σ_{t}

Figura 14-7 – Verifica fessurazione – SLE frequente – Sezione a momento massimo

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	7.48	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$res =$	0.0000	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.58	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	30.00	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	65224	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	168.44	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	0.11	N/mm ² < σ_{t}

Figura 14-8 – Verifica tensioni – SLE rara – Sezione a momento massimo

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	6.89	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$res =$	0.0000	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.58	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	30.00	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	65224	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	168.44	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	0.11	N/mm ² < σ_{t}

Figura 14-9 – Verifica tensioni – SLE q.permanente – Sezione a momento massimo

	V_{Ed}	59.62	kN
	N_{Ed}	0	kN
	R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	33.2	N/mm ²
	$\gamma_c =$	1.5	
	f_{cd}	18.8	
Geometria cls	b_w	1000	mm
	h	600	mm
	c	72	mm
	d	528	mm
Geometria acciaio	f	16	mm
	n°	5	
	A_{sl}	1004.80	mm ²
	ρ_l	0.002	
	σ_{cp}	0.0	N/mm ²
	k	1.6155	
	V_{min}	0.4141	
		189.22	kN
		218.63	kN
	V_{rd}	218.63	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO			

Figura 14-10 – Verifica a taglio – SLU-STATICA/SISMICA – Sezione a momento massimo
14.2 MURO SUPERFICIALE TIPO 3 – CONCIO 12

14.2.1 PARAMENTO

Geometria sezione di verifica e Armatura

Pos.Sez.Ver.	B	H	$A_{s,vale}$	$A_{s,monte}$
	[m]	[m]		
Base muro	1.00	0.50	5 ϕ 14=770 mmq	5 ϕ 16 =1005 mmq

Verifica C.A. S.L.U. - File: OS14-H3.85m RETTIL-PARAMENTO_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : OS14-SLU-h=3.85m

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	7.7	8.1
			2	10.05	41.8

Tipo Sezione
 Rettang. re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 73.09 0 kN
 M_{Ed} 115.71 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{cu} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 10.13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [7]
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 190.3 kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 24.59 ‰
 d 41.8 cm
 x 5.208 x/d 0.1246
 δ 0.7

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

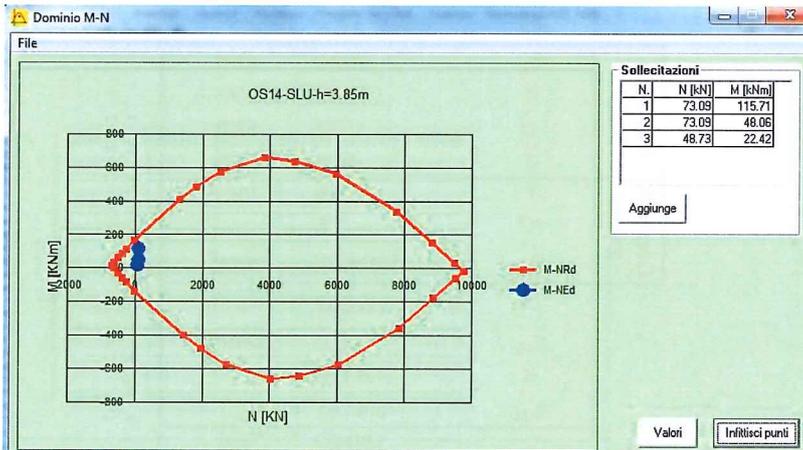


Figura 14-11 – Verifica Pressoflessione - SLU-STATICA/SISMICA/ECCEZ - Sezione base muro

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	40	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza	$H =$	50	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	10.05	cm ²
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	8.2	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	7.70	cm ²
Copriferro baricentro acciaio compresso	$c's =$	8.1	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	$c =$	7.4	cm
Ricoprimento barre più interne tese	$c+S =$	7.4	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	1.6	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	17.41	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	-48.73	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	-0.0280	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	$\alpha_t =$	2.58	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	25.11	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	44883	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	115.91	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	0.30	N/mm ² < σ_{mat}

Figura 14-12 – Verifica fessurazione – SLE frequente – Sezione a momento massimo

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	18.17	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	-48.73	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	-0.0268	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	$\alpha_t =$	2.58	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	46.14	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	149806	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	386.87	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	0.07	N/mm ² < σ_{mat}

Figura 14-13 – Verifica tensioni – SLE rara – Sezione a momento massimo

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	15.62	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	-48.73	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	-0.0312	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.58	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	46.14	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	149806	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	386.87	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	0.05	N/mm ² < σ_{mat}

Figura 14-14 – Verifica tensioni – SLE q.permanente – Sezione a momento massimo

	V_{Ed}	44.05	kN
	N_{Ed}	0	kN
	R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	33.2	N/mm ²
	γ_c	1.5	
	f_{cd}	18.8	
Geometria cls	b_w	1000	mm
	h	500	mm
	c	82	mm
	d	418	mm
Geometria acciaio	f	16	mm
	n°	5	
	A_{sI}	1004.80	mm ²
	ρ_l	0.002	
	σ_{cp}	0.0	N/mm ²
	k	1.6917	
	v_{min}	0.4437	
		169.58	kN
		185.48	kN
	V_{rd}	185.48	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO			

Figura 14-15 – Verifica a taglio – SLU-STATICA/SISMICA/ECCEZ – Sezione base muro
14.2.2 FONDAZIONE

Geometria sezione di verifica e Armatura

Pos.Sez.Ver.	B	H	$A_{s,inferiore}$	$A_{s,superiore}$
	[m]	[m]		
	1.00	0.60	5 ϕ 16=1005 mmq	5 ϕ 16=1005 mmq

Verifica C.A. S.L.U. - File: OS14-H3.85m RETTIL-FONDAZIONE_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : OS14-SLU-h=3.85m

N° figure elementari [1] Zoom N° strati barre [2] Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10.05	7.2
			2	10.05	52.8

Tipo Sezione
 Rettang.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN [0] yN [0]

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{b,adm}$ 12.25
 $\sigma_{p,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333 τ_{cl} 2.114

M_{xRd} 216.5 kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 34.16 ‰
 d 52.8 cm
 λ 4.907 λ/d 0.09293 δ 0.7

Metodo di calcolo
 S.L.U. S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ [0] cm Col. modello

Precompresso

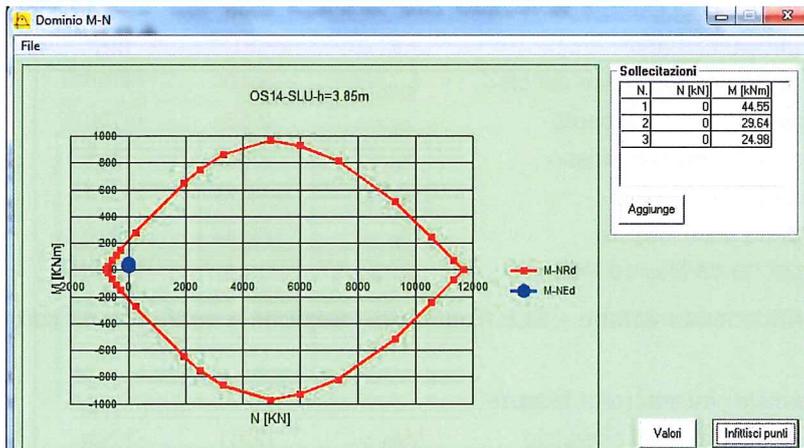


Figura 14-16 – Involuppo sollecitazioni SLU-STATICA/SISMICA/ECCEZ – Sezione a momento massimo

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	40	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.1E+05	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza	$H =$	60	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	10.05	cm ²
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	7.2	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	10.05	cm ²
Copriferro baricentro acciaio compresso	$c'_s =$	7.2	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	$c =$	6.4	cm
Ricoprimento barre più interne tese	$c+S =$	6.4	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	1.6	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	12.11	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$res =$	0.0000	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.58	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	30.00	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	65224	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	168.44	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	0.19	N/mm ² < σ_{t}

Figura 14-17 – Verifica fessurazione – SLE frequente – Sezione a momento massimo

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	12.61	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$res =$	0.0000	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.58	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	30.00	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	65224	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	168.44	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	0.19	N/mm ² < σ_{t}

Figura 14-18 – Verifica tensioni – SLE rara – Sezione a momento massimo

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	11.08	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$res =$	0.0000	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.58	N/mm ²
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	30.00	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	65224	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	168.44	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	0.17	N/mm ² < σ_{mat}

Figura 14-19 – Verifica tensioni – SLE q.permanente – Sezione a momento massimo

	V_{Ed}	78.25	kN
	N_{Ed}	0	kN
	R_{ck}	40	N/mm ²
	f_{ck}	33.2	N/mm ²
	$\gamma_c =$	1.5	
	f_{cd}	18.8	
Geometria cls	b_w	1000	mm
	h	600	mm
	c	72	mm
	d	528	mm
Geometria acciaio	f	16	mm
	n°	5	
	A_{sl}	1004.80	mm ²
	ρ_l	0.002	
	σ_{cp}	0.0	N/mm ²
	k	1.6155	
	v_{min}	0.4141	
		189.22	kN
		218.63	kN
	V_{rd}	218.63	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO			

Figura 14-20 – Verifica a taglio – SLU-STATICA/SISMICA/ECCEZ – Sezione a momento massimo

15 VERIFICHE GEOTECNICHE

Nei paragrafi seguenti sono riportati i quadri riassuntivi dei coefficienti di sicurezza relativi alle verifiche geotecniche dei vari conci del muro OS04.

15.1 MURO SUPERFICIALE TIPO 1 E 2 – CONCI DA 1 A 11

Dettagli risultati								
Combinazione	Caso	Sisma	FS rib	FS scorr	FS qu	FS stab	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
1	DA2	--	6.78	4.22	3.58	2.28	40.5292	0.0000
2	DA2	--	2.78	2.57	2.86	1.59	53.4568	0.0000
3	DA2	--	6.10	3.38	3.03	1.99	53.4568	0.0000
4	DA2	--	2.81	2.98	3.03	2.28	40.5292	0.0000

Figura 15-1 – Verifiche Geotecniche – COMBINAZIONI SLU-STATICHE

Dettagli risultati								
Combinazione	Caso	Sisma	FS rib	FS scorr	FS qu	FS stab	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
1	DA2	SismaH + SismaV positivo	3.67	2.03	2.29	1.73	40.5292	16.8512

Figura 15-2 – Verifiche Geotecniche – COMBINAZIONE SLU-SISMICA

Dettagli risultati								
Combinazione	Caso	Sisma	FS rib	FS scorr	FS qu	FS stab	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
1	DA2	--	2.04	3.89	3.03	2.87	27.0195	0.0000

Figura 15-3 – Verifiche Geotecniche – COMBINAZIONE SLU-ECCEZ

Dettagli coefficienti di sicurezza globali e spinte								
Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (quilt)	FS (stab)	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
2	SLEQ - [1]	--	--	5.23	9.73	--	27.0195	0.0000
3	SLEF - [1]	--	--	4.41	8.81	--	32.9773	0.0000
4	SLEF - [1]	--	--	4.13	8.45	--	35.6379	0.0000

Figura 15-4 – Verifiche Geotecniche – COMBINAZIONI SLE

15.2 MURO SUPERFICIALE TIPO 3 – CONCIO 12

Dettagli risultati								
Combinazione	Caso	Sisma	FS rib	FS scorr	FS qu	FS stab	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
1	DA2	--	6.49	3.82	3.51	2.19	40.5292	0.0000
2	DA2	--	2.66	2.34	2.64	1.97	53.4568	0.0000
3	DA2	--	5.85	3.08	2.94	1.91	53.4568	0.0000
4	DA2	--	2.69	2.71	3.17	2.19	40.5292	0.0000

Figura 15-5 – Verifiche Geotecniche – COMBINAZIONI SLU-STATICHE

Dettagli risultati								
Combinazione	Caso	Sisma	FS rib	FS scorr	FS qu	FS stab	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
1	DA2	SismaH + SismaV positivo	3.58	1.90	2.27	1.69	40.5292	16.8512

Figura 15-6 – Verifiche Geotecniche – COMBINAZIONE SLU-SISMICA

Dettagli risultati								
Combinazione	Caso	Sisma	FS rib	FS scorr	FS qu	FS stab	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
1	DA2	--	2.07	3.89	3.03	2.87	27.0195	0.0000

Figura 15-7 – Verifiche Geotecniche – COMBINAZIONE SLU-ECCEZ

Dettagli coefficienti di sicurezza globali e spinte								
Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (quilt)	FS (stab)	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
2	SLEQ - [1]	--	--	4.63	9.73	--	27.0195	0.0000
3	SLEF - [1]	--	--	3.91	8.73	--	32.9773	0.0000
4	SLEF - [1]	--	--	3.67	8.33	--	35.6379	0.0000

Figura 15-8 – Verifiche Geotecniche – COMBINAZIONI SLE

16 SCHEMA ARMATURA

Di seguito si riportano alcuni stralci degli elaborati grafici di riferimento dai quali si evince l'armatura adottata per i vari conci del muro OS14.

MURO TIPO 1 CONCI 3-4-5-6-8-9-10

SEZIONE TRASVERSALE 1:50

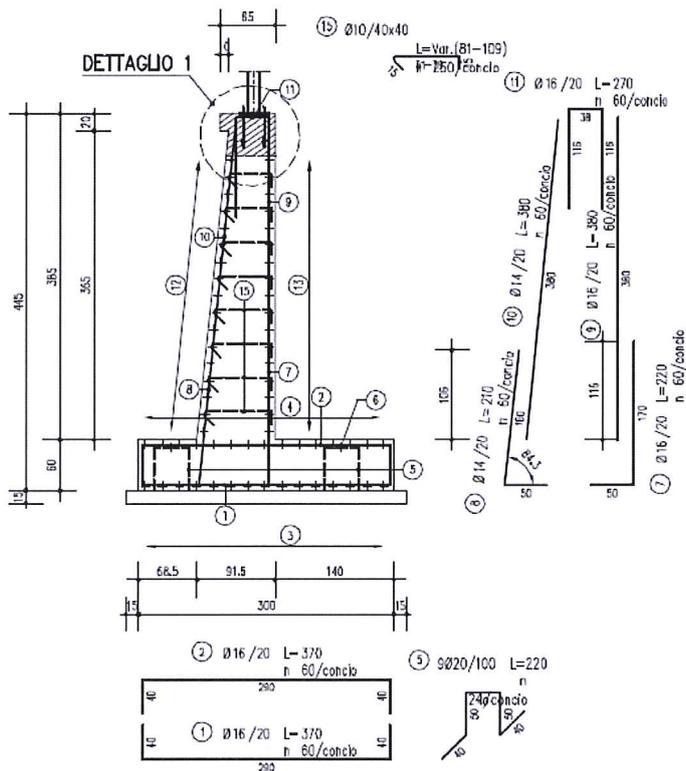


Figura 16-1 – Schema armatura – Muro tipo 1 –Conci da 3-4-5-6-8-9-10

MURO TIPO 1 CONCIO 1
 SEZIONE TRASVERSALE 1:50

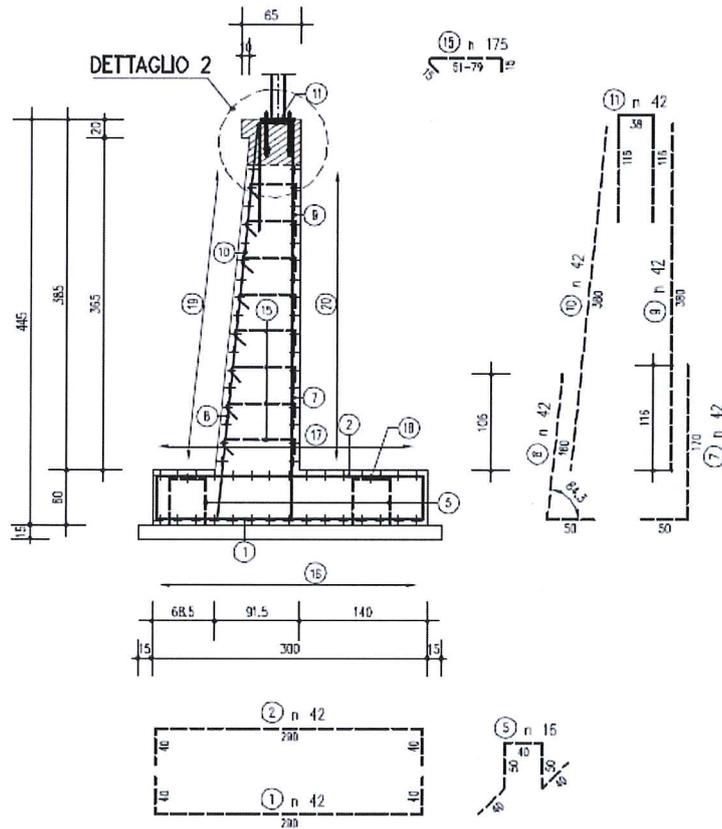


Figura 16-2 – Schema armatura – Muro tipo 1 –Concio 1

MURO TIPO 1 CONCIO 2
SEZIONE TRASVERSALE 1:50

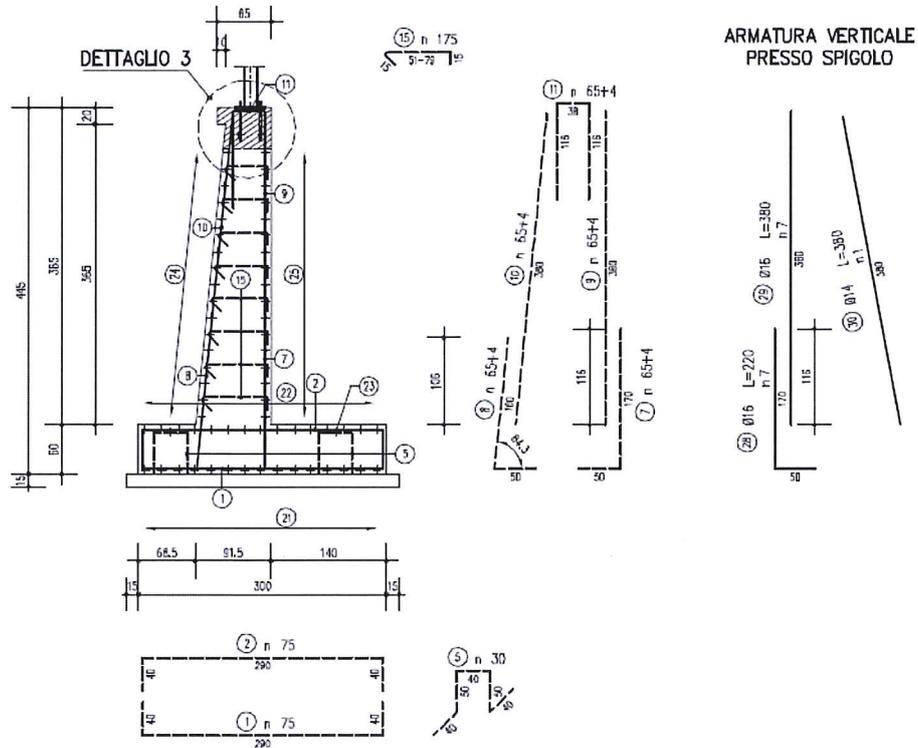


Figura 16-3 – Schema armatura – Muro tipo 1 –Concio 2

MURO TIPO 1 CONCIO 7
SEZIONE TRASVERSALE 1:50

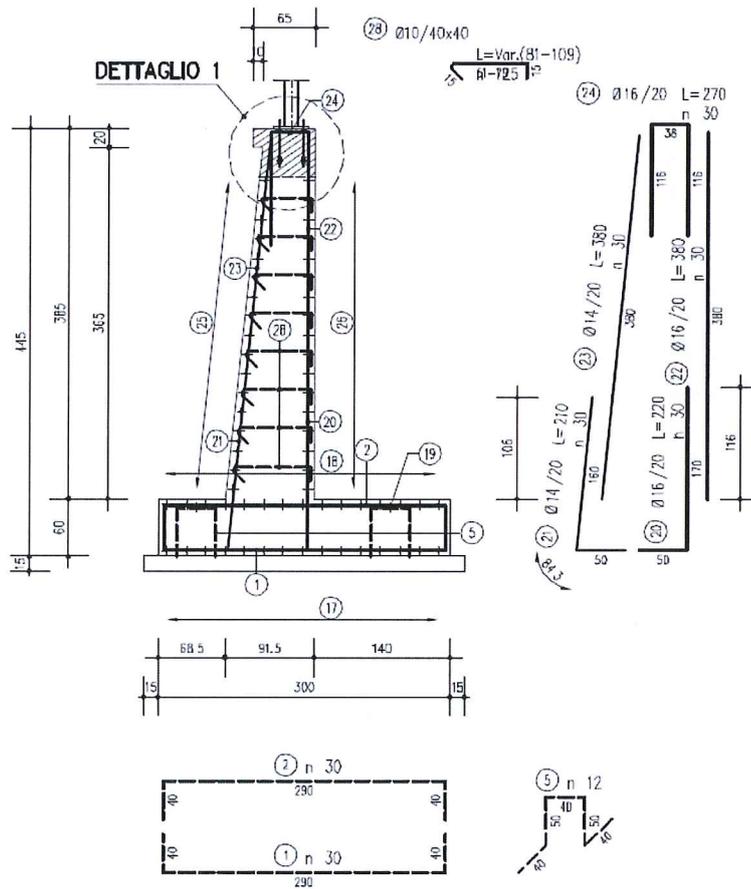


Figura 16-4 – Schema armatura – Muro tipo 1 –Concio 7

MURO TIPO 1 CONCIO 11
SEZIONE TRASVERSALE 1:50

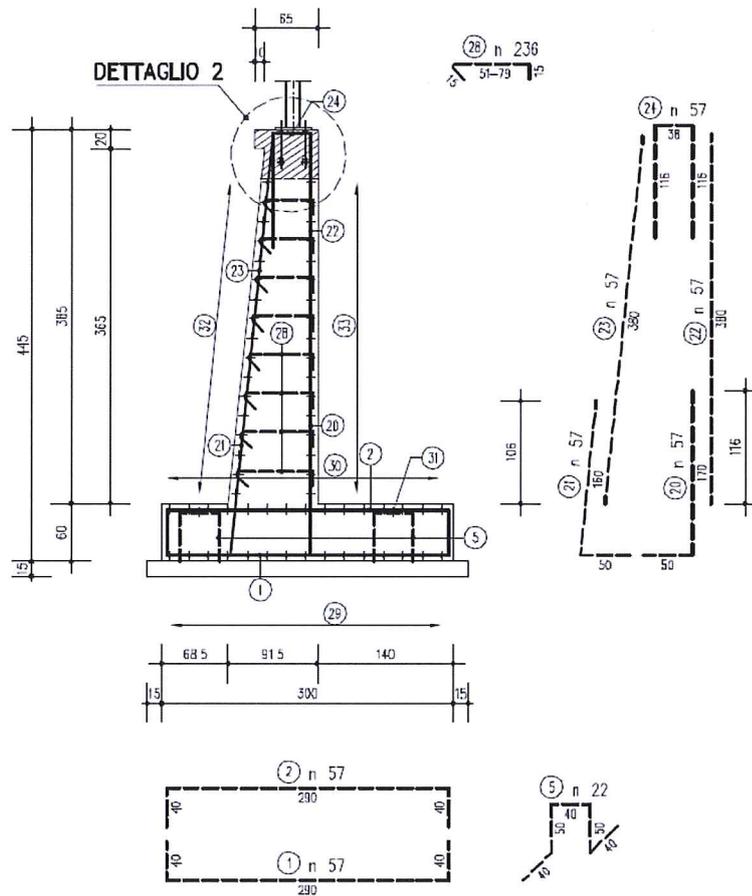


Figura 16-5 – Schema armatura – Muro tipo 1 –Concio 11

MURO TIPO 2 CONCIO 12
SEZIONE TRASVERSALE 1:50

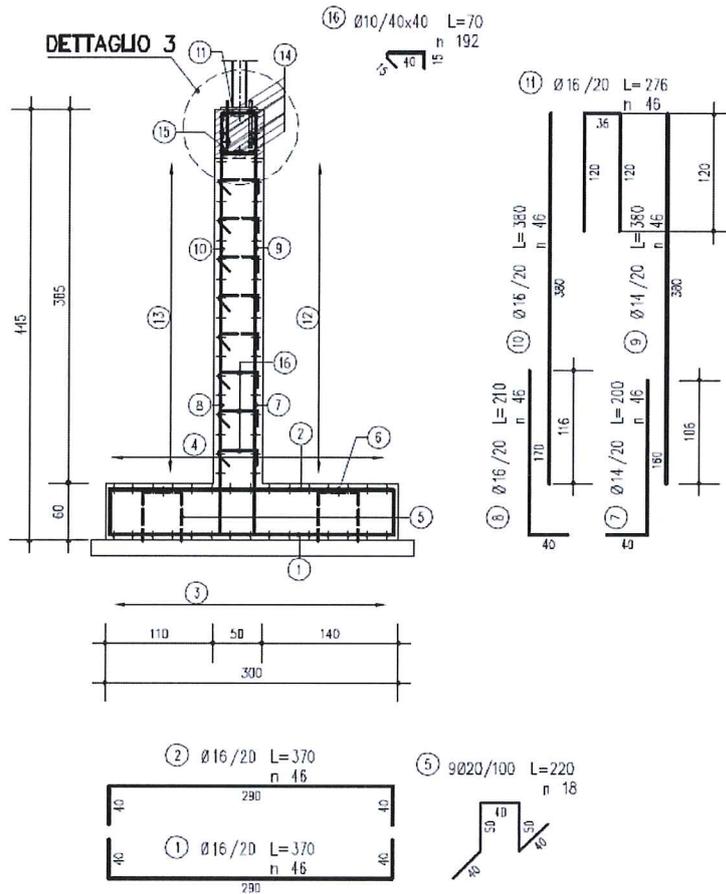


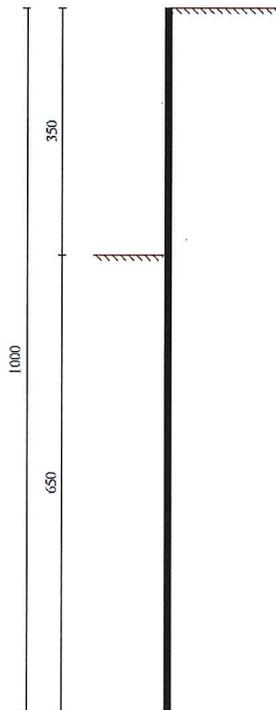
Figura 16-6 – Schema armatura – Muro tipo 2 –Concio 11

17 VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI

Per realizzare il nuovo muro di sostegno denominato OS14, trovandoci a ridosso del rilevato autostradale esistente alle progressive di progetto da -2+375,005 a -2+264,495, risulta necessario sostenere lo scavo mediante infissione di palancole.

Di seguito si riportano quindi le verifiche di dette strutture provvisoriali (la combinazione sismica quindi non viene considerata) secondo la normativa NTC2008.

17.1 GEOMETRIA E TERRENI

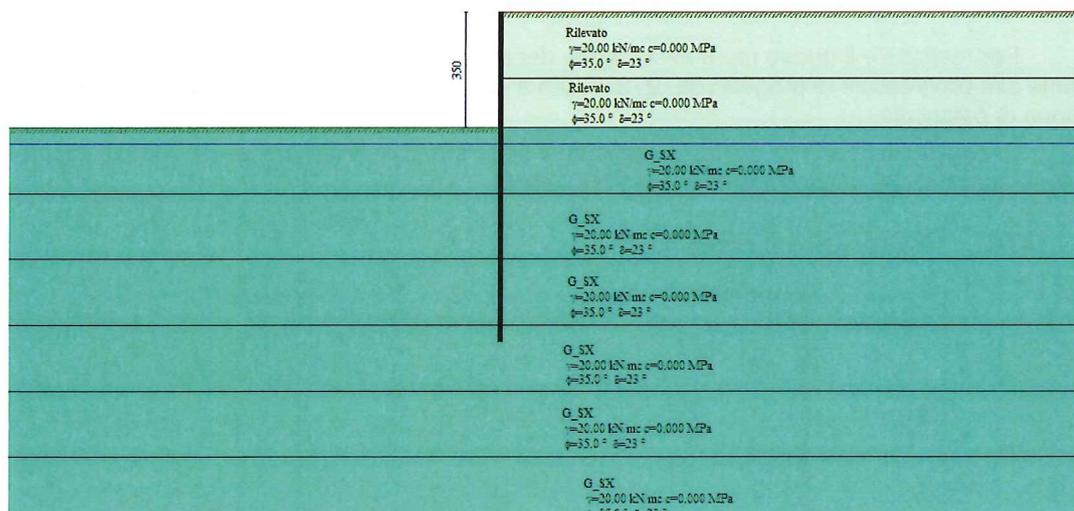


Geometria paratia

Tipo paratia: Paratia in acciaio con parametri definiti a metro di paratia

Altezza fuori terra	3.50	[m]
Profondità di infissione	6.50	[m]
Altezza totale della paratia	10.00	[m]
Lunghezza paratia	10.00	[m]

Area per metro lineare di larghezza	216.00	[cmq]
Inerzia per metro lineare di larghezza	64460.00	[cm ⁴]
Modulo di resistenza per metro lineare di larghezza	2840.00	[cm ³]
Momento ultimo della sezione per metro lineare di larghezza	960.0000	[kNm]
Fattore di taglio	1.20	



Descrizione terreni

Simbologia adottata

n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia

Descrizione Descrizione del terreno

γ peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_s peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]

ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]

δ angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]

c coesione del terreno espressa in [MPa]

n°	Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c
1	Rilevato	20.0000	20.0000	35.00	23.33	0.0000
5	G_SX	20.0000	20.0000	35.00	23.33	0.0000

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia

sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]

kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°)

Terreno Terreno associato allo strato

n°	sp	α	kw	Terreno
1	2.00	0.00	0.46	Rilevato
2	1.50	0.00	1.28	Rilevato
3	2.00	0.00	2.09	G_SX
4	2.00	0.00	3.02	G_SX
5	2.00	0.00	3.95	G_SX
6	2.00	0.00	4.88	G_SX
7	2.00	0.00	5.81	G_SX
8	2.00	0.00	6.74	G_SX

Falda

Profondità della falda a monte rispetto alla sommità della paratia	3.50	[m]
Profondità della falda a valle rispetto alla sommità della paratia	3.50	[m]
Regime delle pressioni neutre:	Idrostatico	

17.2 METODI DI CALCOLO

Impostazioni di analisi

Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno: Pressione passiva

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Sia nel calcolo dei coefficienti di spinta K_a e K_p che nelle inclinazioni della spinta attiva e passiva

Stabilità globale: Metodo di Fellenius

Impostazioni analisi sismica

Non sono state analizzate Combinazioni/Fasi sismiche.

17.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO

n. comb.	Tipo	Azione permanente (spinta terreno)	Carichi Accidentali (mobili)
1	SLU-STAT-A1-M1	1.3	0
2	SLU-STAT-A2-M2	1	0
3	SLU-STAT-A1-M1	1.3	1.5
4	SLU-STAT-A2-M2	1	1.3
5	SLE RA	1	1
6	SLE FR	1	0.5
7	SLE Q.P	1	0.2

17.4 RISULTATI ANALISI

Combinazione 1 (A1-M1)		
Spinta sulla paratia [kN]	36.889	Y[m]= 2.371
Carichi esterni [kN]	0.000	Y[m]= 0.000
Spinta falda [kN]	0.000	Y[m]= 0.0
Resistenza passiva [kN]	-58.543	Y[m]= 4.653
Controspinta [kN]	21.654	Y[m]= 8.541
Sforzo tiranti [kN]	---	Y[m]= ---
Reazioni vincolari [kN]	0.000	Y[m]= 0.00
Reazioni puntori [kN]	---	Y[m]= ---
Spostamento massimo [cm]	0.980	Y[m]= 0.000
Profondità di infissione [m]	6.500	
Punto di nullo [m]	0.138	
Punto di inversione [m]	0.500	
Centro di rotazione [m]	pv	3.110
Percentuale molle plasticizzate	7.63(1.38)	
Fattore sicurezza ribaltamento	7.773 (7.773)	<<
Fattore sicurezza scorrimento	12.918 (12.918)	<<
Coeff. sicurezza stabilità globale	--	
Portanza di punta [kN]	--	
← 1 → Help		
Dettagli Spinta		
Risultante spinta attiva da monte	271.9019 [kN]	6.51 [m]
Risultante resistenza passiva da valle	3512.5044 [kN]	7.90 [m]
Spinta falda	---	---
Momento ribaltante	949.1369 [kNm]	
Momento stabilizzante	7378.0198 [kNm]	
Fattore sicurezza ribaltamento	7.773	

Combinazione 2 (A2-M2)		
Spinta sulla paratia [kN]	39.359	Y[m]= 2.461
Carichi esterni [kN]	0.000	Y[m]= 0.000
Spinta falda [kN]	0.000	Y[m]= 0.0
Resistenza passiva [kN]	-63.358	Y[m]= 5.214
Controspinta [kN]	30.000	Y[m]= 8.825
Sforzo tiranti [kN]	---	Y[m]= ---
Reazioni vincolari [kN]	0.000	Y[m]= 0.00
Reazioni puntori [kN]	---	Y[m]= ---
Spostamento massimo [cm]	1.416	Y[m]= 0.000
Profondità di infissione [m]	6.500	
Punto di nullo [m]	0.396	
Punto di inversione [m]	1.300	
Centro di rotazione [m]	pv	3.534
Percentuale molle plasticizzate	20.61(4.69)	
Fattore sicurezza ribaltamento	2.963 (2.963)	<<
Fattore sicurezza scorrimento	5.044 (5.044)	<<
Coeff. sicurezza stabilità globale	1.742	
Portanza di punta [kN]	--	
← 2 → Help		
Dettagli Spinta		
Risultante spinta attiva da monte	247.0509 [kN]	6.42 [m]
Risultante resistenza passiva da valle	1246.0745 [kN]	7.90 [m]
Spinta falda	---	---
Momento ribaltante	883.3795 [kNm]	
Momento stabilizzante	2617.3810 [kNm]	
Fattore sicurezza ribaltamento	2.963	

Combinazione 3 [A1-M1]		
Spinta sulla paratia [kN]	36.889	Y[m]= 2.371
Carichi esterni [kN]	0.000	Y[m]= 0.000
Spinta falda [kN]	0.000	Y[m]= 0.0
Resistenza passiva [kN]	-58.543	Y[m]= 4.653
Controspinta [kN]	21.654	Y[m]= 8.541
Sforzo tiranti [kN]	--	Y[m]= --
Reazioni vincolari [kN]	0.000	Y[m]= 0.00
Reazioni puntoni [kN]	--	Y[m]= --
Spostamento massimo [cm] 0.980 Y[m]= 0.000		
Profondità di infissione [m] 6.500		
Punto di nullo [m] 0.138		
Punto di inversione [m] 0.500		
Centro di rotazione [m] pv 3.110		
Percentuale molle plasticizzate 7.63(1.38)		
Fattore sicurezza ribaltamento 7.773 (7.773) <<		
Fattore sicurezza scorrimento 12.918 (12.918) <<		
Coeff. sicurezza stabilità globale --		
Portanza di punta [kN] --		
← 3 → Help		

Dettagli Spinta		
Risultante spinta attiva da monte	271.9019 [kN]	6.51 [m]
Risultante resistenza passiva da valle	3512.5044 [kN]	7.90 [m]
Spinta falda	--	--
Momento ribaltante	949.1369 [kNm]	
Momento stabilizzante	7378.0198 [kNm]	
Fattore sicurezza ribaltamento	7.773	

Combinazione 4 [A2-M2]		
Spinta sulla paratia [kN]	39.359	Y[m]= 2.461
Carichi esterni [kN]	0.000	Y[m]= 0.000
Spinta falda [kN]	0.000	Y[m]= 0.0
Resistenza passiva [kN]	-69.358	Y[m]= 5.214
Controspinta [kN]	30.000	Y[m]= 8.825
Sforzo tiranti [kN]	--	Y[m]= --
Reazioni vincolari [kN]	0.000	Y[m]= 0.00
Reazioni puntoni [kN]	--	Y[m]= --
Spostamento massimo [cm] 1.416 Y[m]= 0.000		
Profondità di infissione [m] 6.500		
Punto di nullo [m] 0.396		
Punto di inversione [m] 1.300		
Centro di rotazione [m] pv 3.534		
Percentuale molle plasticizzate 20.61(4.67)		
Fattore sicurezza ribaltamento 2.963 (2.963) <<		
Fattore sicurezza scorrimento 5.044 (5.044) <<		
Coeff. sicurezza stabilità globale 1.738		
Portanza di punta [kN] --		
← 4 → Help		

Dettagli Spinta		
Risultante spinta attiva da monte	247.0509 [kN]	6.42 [m]
Risultante resistenza passiva da valle	1246.0745 [kN]	7.90 [m]
Spinta falda	--	--
Momento ribaltante	883.3795 [kNm]	
Momento stabilizzante	2617.3910 [kNm]	
Fattore sicurezza ribaltamento	2.963	

Combinazione 5 [SLEQ]		
Spinta sulla paratia [kN]	28.700	Y[m]= 2.385
Carichi esterni [kN]	0.000	Y[m]= 0.000
Spinta falda [kN]	0.000	Y[m]= 0.0
Resistenza passiva [kN]	-46.101	Y[m]= 4.722
Controspinta [kN]	17.401	Y[m]= 8.578
Sforzo tiranti [kN]	--	Y[m]= --
Reazioni vincolari [kN]	0.000	Y[m]= 0.00
Reazioni puntoni [kN]	--	Y[m]= --
Spostamento massimo [cm] 0.792 Y[m]= 0.000		
Profondità di infissione [m] 6.500		
Punto di nullo [m] 0.171		
Punto di inversione [m] 0.600		
Centro di rotazione [m] pv 3.161		
Percentuale molle plasticizzate 9.16(1.59)		
Fattore sicurezza ribaltamento 6.589 (6.589) <<		
Fattore sicurezza scorrimento 11.217 (11.217) <<		
Coeff. sicurezza stabilità globale --		
Portanza di punta [kN] --		
← 5 → Help		

Dettagli Spinta		
Risultante spinta attiva da monte	197.1089 [kN]	6.42 [m]
Risultante resistenza passiva da valle	2211.0301 [kN]	7.90 [m]
Spinta falda	--	--
Momento ribaltante	704.8020 [kNm]	
Momento stabilizzante	4644.2714 [kNm]	
Fattore sicurezza ribaltamento	6.589	

Combinazione 6 [SLEF]		
Spinta sulla paratia [kN]	28.700	Y[m]= 2.385
Carichi esterni [kN]	0.000	Y[m]= 0.000
Spinta falda [kN]	0.000	Y[m]= 0.0
Resistenza passiva [kN]	-46.101	Y[m]= 4.722
Controspinta [kN]	17.401	Y[m]= 8.578
Sforzo tiranti [kN]	--	Y[m]= --
Reazioni vincolari [kN]	0.000	Y[m]= 0.00
Reazioni puntoni [kN]	--	Y[m]= --
Spostamento massimo [cm] 0.792 Y[m]= 0.000		
Profondità di infissione [m] 6.500		
Punto di nullo [m] 0.171		
Punto di inversione [m] 0.600		
Centro di rotazione [m] pv 3.161		
Percentuale molle plasticizzate 9.16(1.59)		
Fattore sicurezza ribaltamento 6.589 (6.589) <<		
Fattore sicurezza scorrimento 11.217 (11.217) <<		
Coeff. sicurezza stabilità globale --		
Portanza di punta [kN] --		
← 6 → Help		

Dettagli Spinta		
Risultante spinta attiva da monte	197.1089 [kN]	6.42 [m]
Risultante resistenza passiva da valle	2211.0301 [kN]	7.90 [m]
Spinta falda	--	--
Momento ribaltante	704.8020 [kNm]	
Momento stabilizzante	4644.2714 [kNm]	
Fattore sicurezza ribaltamento	6.589	

Combinazione 7 [SLEF]		
Spinta sulla parete [kN]	28.700	Y[m]= 2.385
Carichi esterni [kN]	0.000	Y[m]= 0.000
Spinta falda [kN]	0.000	Y[m]= 0.0
Resistenza passiva [kN]	-46.101	Y[m]= 4.722
Controspinta [kN]	17.401	Y[m]= 8.578
Sforzo tiranti [kN]	---	Y[m]= ---
Reazioni vincolari [kN]	0.000	Y[m]= 0.00
Reazioni puntori [kN]	---	Y[m]= ---
<hr/>		
Spostamento massimo [cm]	0.792	Y[m]= 0.000
Profondità di infissione [m]		6.500
Punto di rullo [m]		0.171
Punto di inversione [m]		0.600
Centro di rotazione [m]	pv	3.161
Percentuale molle plasticizzate		9.16(1.58)
Fattore sicurezza ribaltamento	6.589	(6.589) <<
Fattore sicurezza scorrimento	11.217	(11.217)
<hr/>		
Coef. sicurezza stabilità globale		--
<hr/>		
Portanza di punta [kN]		--
<hr/>		
<input type="button" value="←"/> 7 <input type="button" value="→"/> <input type="button" value="Help"/>		
<hr/>		
Dettagli Spinta		
Risultante spinta attiva da monte	197.1089 [kN]	6.42 [m]
Risultante resistenza passiva da valle	2211.0301 [kN]	7.90 [m]
Spinta falda	---	---
Momento ribaltante	704.8020 [kNm]	
Momento stabilizzante	4644.2714 [kNm]	
Fattore sicurezza ribaltamento	6.589	

17.5 VERIFICHE

Le verifiche della paratia consistono in:

- limitare lo spostamento massimo per la combinazione SLE-RARA;
- valutare la resistenza strutturale della palancola adottata (PU28);
- ottenere il minimo coefficiente di stabilità globale dell'insieme terreno-struttura che dovrà risultare superiore al coefficiente previsto dalla normativa (NTC2008) pari a 1.10.

17.5.1 SPOSTAMENTO MASSIMO

Lo spostamento massimo pari a 0.8cm che si ottiene per la combinazione SLE-RARA, risulta ampiamente accettabile.

17.5.2 VERIFICA STRUTTURALE

Ordinata della sezione con fattore di sicurezza minimo	Y =	5.25	[m]
Momento ultimo	Mu =	960.00	[kNm]
Sforzo normale ultimo	Nu =	0.00	[kN]
Fattore di sicurezza della sezione	FS =	10.69	

Tensione di compressione massima	$\sigma_{fc} =$	19.664	[MPa]	Y =	4.85	[m]
Tensione di trazione massima $\sigma_{ft} =$	0.763	[MPa]	Y =	9.95	[m]	
Tensione ideale	$\sigma_{id} =$	19.664	[MPa]	Y =	4.85	[m]
Tensione tangenziale massima	$\tau_f =$	1.594	[MPa]	Y =	3.65	[m]

17.5.3 STABILITÀ GLOBALE

Raggio del cerchio critico	R =	11.05	[m]
Centro del cerchio critico		(-1.00; 1.00)	
Intersezione cerchio-pendio a valle		(-11.10; -3.48)	
Intersezione cerchio-pendio a monte		(10.01; 0.00)	
Fattore di sicurezza	FS =	1.74	

18 CONCLUSIONI

Come si evince dalle verifiche strutturali e geotecniche riportate nei paragrafi precedenti, si conclude quindi che il muro di sottoscarpa oggetto della presente relazione risulta verificato sia nella geometria che nelle armature considerando anche il contesto geotecnico in cui esso si inserisce.

Per i particolari relativi alle carpenterie, alle armature e al sistema di smaltimento delle acque si rimanda agli elaborati grafici di riferimento elencati in premessa.