



# PROVINCIA DI RAVENNA

**Presidente della Provincia**  
Claudio Casadio

**Assessore ai LL.PP. - Viabilità**  
Secondo Valgimigli

## SETTORE LAVORI PUBBLICI

UNITA' ORGANIZZATIVA PROGETTAZIONE STRADE

# RAZIONALIZZAZIONE E MESSA IN SICUREZZA CON ELIMINAZIONE PUNTI CRITICI LUNGO LA EX S.S. 306 CASOLANA 1° LOTTO 2° STRALCIO

PROGETTO ESECUTIVO

Tavola/Elaborato

STR\_003

OPERE DI SOSTEGNO  
RELAZIONE DI CALCOLO

Scala

-

Data

05 dicembre 2011

Dirigente del Settore Lavori Pubblici:

Dott. Ing. Valentino Natali .....

Responsabile Unico del Procedimento:

Dott. Ing. Valentino Natali .....

Progettista:



Prof. Ing. Claudio Comastri .....

Studio Tecnico di Ingegneria  
40037 Sasso Marconi (BO) - via Castello n.7  
tel. +39.51.6750312 fax. +39.51.6750370  
E-mail: thesis@studiothesis.it

**COMUNE DI RIOLO TERME**

**PROVINCIA DI RAVENNA**

---

**SETTORE LAVORI PUBBLICI - UNITA ORGANIZZATIVA PROGETTAZIONE STRADE**

**INTERVENTO DI RAZIONALIZZAZIONE E MESSA IN SICUREZZA CON ELIMINAZIONE PUNTI CRITICI LUNGO LA EX S.S. 306 "CASOLANA" – 1° LOTTO 2° STRALCIO**

**RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO**

---



**THESIS ENGINEERING**



A	05/12/2011	Nota tecnica	Forlani	Barbieri	Comastri
Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione



## 1. PROGETTO

### 1.1 CODICI

Codice Commessa: 02.2011

Committente: Provincia di Ravenna

Anno costruzione opera previsto: //

Intervento di progetto Thesis: Opere Civili e Geotecnica

Progettista: prof. Ing. Claudio Comastri

Collaborazioni specialistiche: Ing. Barbara Barbieri

Ing. Elisa Maniezzo

Arch. Cinzia Fontanelli

Geom. Simone Lamma

Geom. Cristiano Lamma

### 1.2 STRUTTURA DOCUMENTO

Pagine numerate: N. 36

Fogli A4: N. 36

Foglia A3: N.0

Tavole allegate: N.0

### 1.3 REDAZIONE DOCUMENTO

Redazione documento: Ing. Federica Forlani

Controllo documento: Ing. Barbara Barbieri

Approvazione documento: Ing. Claudio Comastri

Revisione: A

Data ultima revisione:

Autorizzazione alla trasmissione: Ing. Claudio Comastri

### 1.4 INDIRIZZO DI TRASMISSIONE

Provincia di Ravenna

Trasmissione: Direttamente a mano e Email

Data di trasmissione: 05/12/2011



## 2. INDICE

1.	PROGETTO .....	2
1.1	Codici .....	2
1.2	Struttura Documento.....	2
1.3	Redazione Documento .....	2
1.4	Indirizzo di trasmissione.....	2
2.	INDICE.....	3
3.	DOCUMENTO DI RIFERIMENTO .....	4
4.	PRINCIPALI FONTI BIBLIOGRAFICHE .....	5
5.	NORME DI RIFERIMENTO .....	6
6.	PREMESSA .....	7
7.	DATI GENERALI DI PROGETTO.....	8
8.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI .....	10
8.1	Organizzazione del calcolo .....	10
8.2	Calcolo delle azioni sulla struttura.....	10
8.2.1	Spinta della terra .....	11
8.2.2	Spinta della falda freatica .....	11
8.2.3	Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche.....	11
8.3	Verifica allo scorrimento.....	12
8.4	Verifica al ribaltamento .....	12
8.5	Verifica a collasso per carico limite .....	12
8.6	Verifica delle sezioni in c.a. allo SLU .....	12
9.	VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....	14
9.1	Classe di esposizione agli agenti aggressivi .....	14
9.2	Copriferri.....	14
9.3	Calcolo dell'ampiezza delle fessure .....	16
9.4	Calcolo delle tensioni di esercizio (4.1.2.2.5) .....	16
10.	VERIFICA SISMICA .....	17
10.1	Dati di progetto dell'azione sismica .....	17
10.2	Calcolo dell'azione sismica .....	18
10.3	Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua .....	18
10.4	Calcolo delle forze d'inerzia .....	19
11.	DADO DI FONDAZIONE .....	21
	<b>ALLEGATI.....</b>	<b>24</b>



### 3. DOCUMENTO DI RIFERIMENTO

Le analisi, i calcoli e le considerazioni, valutazioni descritte nella presente relazione di calcolo si riferiscono unicamente alle caratteristiche architettoniche del progetto definitivo e alle caratteristiche geometriche e morfologiche del sito di costruzione dichiarato dagli elaborati di progetto documenti trasmessi a questo Studio dall'Ufficio Settore Lavori Pubblici della Provincia di Ravenna.

Qualunque variazione rispetto alle architetture dell'opera, alla posizione ed alla configurazione del sistema, alla struttura ed ai carichi assunti nella presente relazione come riferimento, determina automaticamente l'annullamento della relazione e del proprio contenuto.

Si riportano i documenti assunti come riferimento per i calcoli di verifica e dimensionamento esposti nella presente relazione:

#### *Relazioni generali*

Relazione tecnico-illustrativa

Relazione Geotecnica

Relazione Geologica

#### *Relazioni di calcolo*

Relazione di calcolo spalle - PR23600PDRC003\_R02

#### *Elaborati grafici*

Planimetria del corpo stradale: - TAV 1/3 B01 PR236 00 PD TR 002

- TAV 2/3 B02 PR236 00 PD TR 003

- TAV 3/3 B03 PR236 00 PD TR 004

Tipologici opere di sostegno: - B11 PR236 00 PD ST 001



#### 4. PRINCIPALI FONTI BIBLIOGRAFICHE

Lancellotta R., “**Geotecnica**”-Ed. Zanichelli, Bologna (2000);

Bowles J., “**Foundation analysis and design**”- Ed. McGrawHill, London (1998);

Viaggiani C., “**Fondazioni**”- Ed. Hevelius, Napoli (1998);

C. Cestelli Guidi, “**Geotecnica e tecnica delle fondazioni**” – Ulrico Hoepli Editore 1987

Caquot-Kerisel, “Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundation” - (1948).

Cancelli, “**Appunti di Geotecnica**” Cooperativa Universitaria Studio e Lavoro, Milano (1980).

Pozzati P., Ceccoli C., “**Teoria e Tecnica delle Strutture**” – Utet, Milano



## 5. NORME DI RIFERIMENTO

La norma di riferimento assunta per la verifica delle strutture è il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 14/1/2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e le relative istruzioni (circ. 2/2/2009 n° 617).

Per quanto in esso non contenuto si è fatto riferimento a:

- Classe di esposizione: linee guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in conformità con l'Eurocodice 2-1-1:2005 e la norma UNI EN 206-1.
- Calcolo dell'apertura delle fessure nello stato limite di servizio: D.M. 9/1/96 e circ. min.LL.PP n°252 del 15/1/96.
- Sismicità del Comune in cui sorge l'opera: tabella 1 allegata al D.M. 14/1/2008, aggiornata sul sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici



## 6. PREMESSA

Costituisce oggetto della presente Relazione il dimensionamento e la verifica delle opere di sostegno previste per la messa in sicurezza della strada denominata "Casolana" (ex S.S. 306).

Per tale intervento sono previsti muri di sostegno prefabbricati, divisi in 4 tipologie in funzione dell'altezza che devono ricoprire:

Tipologia	H (m)
Tipo 1	$1.5 < H < 2.5$
Tipo 2	$2.5 < H < 3.5$
Tipo 3	$3.5 < H < 4.0$
Tipo 4	$4.0 < H < 5.0$

Oltre a queste tipologie sono previsti muri classificati come Muri Tipo A con altezza fissa pari a 1.60 m, previsti a valle dei versanti su cui verranno eseguiti interventi di stabilizzazione mediante chiodatura.

Per la realizzazione dei muri in trincea è previsto preliminarmente uno sbancamento del terreno superficiale, mantenendo un'inclinazione di circa  $60^\circ$  a partire dal piede interno della fondazione del muro. Il rinterro a tergo della struttura di sostegno verrà eseguito con materiale a grana grossa, di buone capacità meccaniche, e comunque in grado di garantire un angolo di attrito almeno pari a  $36^\circ$ , al fine di limitare le spinte sulla struttura.

La pendenza del terreno di rinterro,  $i$ , prevista in progetto, è dettata dalla tipologia del muro, dall'altezza  $H$  e dalla natura del terreno di fondazione. Per i muri poggianti su terreno ghiaioso è prevista una pendenza massima di  $27^\circ$ . Per i muri in trincea, poggianti sul terreno argilloso, la pendenza massima prevista per il rinterro è invece di  $20^\circ$ .

Tali opere sono collegate ad una struttura di fondazione costituita da un dado realizzato in opera in cemento armato con dimensioni proporzionate rispetto all'altezza dell'opera e alle sollecitazioni derivanti dalla sovrastruttura.

Si riportano di seguito dei valori di riferimento per le diverse tipologie di muri, per le dimensioni assunte si rimanda al capitolo 11 della presente Relazione di calcolo.

Altezza fondazione	$0,20 H$	m
Base maggiore	$0,68 B$	m
Base minore	$0,60 B$	m

in cui

H altezza del muro

B larghezza base del muro





## 7. DATI GENERALI DI PROGETTO

Durata della vita nominale in servizio:  
anni 50

$V_n =$

**Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere**

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Ambiente nel quale l'opera è costruita:

Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro



<b>Calcestruzzo</b>		<b>Prefabbricati</b>	<b>Platea</b>	<b>Fondazione</b>
Resistenza caratteristica cubica $R_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	45	30	20
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	37,35	24,9	16,6
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$	N/mm <sup>2</sup>	21,17	14,11	9,41
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	N/mm <sup>2</sup>	3,35	2,56	1,95
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} \cdot 0,7 / 1,5$	N/mm <sup>2</sup>	1,56	1,19	0,91
<b>Acciaio</b>	<b>tipo</b>	<b>B450C</b>	<b>B450C</b>	
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	450	450	
Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$	N/mm <sup>2</sup>	391,3	391,3	

Tabella 1 – Materiali e loro resistenze

<b>AZIONI</b>	<b>simboli</b>	<b>Verifiche SLU:</b>		<b>Verifiche SLE</b>	<b>Verifica sismica</b>
		<b>A1+M1+R 1</b>	<b>A2+M2+R 2</b>		
<i>Coefficienti parziali per le azioni</i>					
Peso proprio della struttura	$g_1$	1,3	1	1	1
Peso proprio della terra portata	$g_2$	1,3	1	1	1
Spinta della terra	$g_3$	1,3	1	1	1
Sovraccarichi per carichi mobili	$q_1$	1,5	1,3	1,0xΨ	0
<i>Parametri geotecnici del terreno spingente</i>					
Angolo di resistenza al taglio	$\varphi$	32	26,56	32	26,56
Coesione efficace	$c'_k$	0	0	0	0
Resistenza al taglio non drenata	$C_{uk}$	0	0	0	0
Peso specifico della terra	$\gamma$	18	18	18	18
<i>Coefficienti parziali per le verifiche delle fondazioni superficiali</i>					
Capacità portante della fondazione	$Y_r$	1	1	1	1
Scorrimento della fondazione	$Y_r$	1	1	1	1

Tabella 2 - Coefficienti e parametri impiegati nei calcoli



AZIONI	simboli	Approccio 1: verifiche EQU
Carichi permanenti favorevoli (pesi)	$\gamma_{G1f}$	0,9
Carichi permanenti sfavorevoli (spinta delle terre)	$\gamma_{G1s}$	1,1
Carichi variabili favorevoli (peso del sovraccarico)	$\gamma_{Q1f}$	0
Carichi variabili sfavorevoli (spinta per effetto del sovraccarico)	$\gamma_{Q1s}$	1,5

Tabella 3 – Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche EQU

## 8. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

### 8.1 ORGANIZZAZIONE DEL CALCOLO

Il calcolo di verifica agli stati limite delle varie opere di sostegno prefabbricate è svolto secondo il punto 6.5.3 del citato D.M. 14/1/08 nei due casi previsti dalla norma.

Nel primo allegato è svolta la verifica SLU di tipo strutturale (STR) secondo l'Approccio 1, Combinazione 1, impiegando i coefficienti sopraindicati per il caso "A1+M1+R1" (cioè con angolo d'attrito del terreno effettivo e azioni maggiorate dai relativi coefficienti).

Nel secondo allegato è svolta la verifica SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU) secondo l'Approccio 1, Combinazione 2, impiegando i coefficienti per il caso "A2+M2+R2" (cioè con la spinta della terra maggiorata avendo assunto un angolo d'attrito del terreno ridotto e azioni naturali; solo il sovraccarico sul rilevato è maggiorato).

In ciascuno dei due allegati è effettuato:

- il calcolo delle spinte, dei pesi e loro momenti rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- il calcolo dei carichi (SLU) agenti sulla fondazione
- la verifica allo scorrimento sul piano di posa
- la verifica al ribaltamento (EQU) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- la verifica strutturale (STR) con il confronto tra le sollecitazioni e le resistenze nelle sezioni delle membrature

### 8.2 CALCOLO DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA

Nella prima parte di queste due schede sono calcolati tutti i vari termini della combinazione fondamentale delle azioni che formano l'azione complessiva della struttura sul terreno di fondazione, struttura costituita dalla parete prefabbricata, dalla sua fondazione diretta, dalla platea sotto al terrapieno, dalla terra che sovrasta la platea, dai sovraccarichi sul rilevato, sotto l'azione della spinta del terrapieno e delle altre varie azioni eventualmente presenti. Tutte le azioni agenti sulla struttura sono state calcolate in base alle dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi coefficienti riportati nella tabella 2 della pagina 2.



### 8.2.1 Spinta della terra

La spinta del terrapieno agisce direttamente sulla fondazione del muro e indirettamente su una sezione verticale ideale R-S innalzata sullo spigolo interno della platea.

Il coefficiente di spinta attiva è calcolato in base al valore  $\varphi$  dell'angolo d'attrito assegnato nel caso A1+M1+R1 e al valore ridotto  $\varphi' = \arctan(\tan\varphi / 1.25)$  nel caso A2+M2+R2.

L'esame dei meccanismi di collasso della struttura dimostra che nelle verifiche GEO e EQU dobbiamo sempre considerare la spinta della terra agente sulla sezione verticale R-S innalzata dal bordo interno della platea.

Pertanto il coefficiente di spinta  $K_1$  attraverso la sezione R-S viene calcolato con le formula di Rankine

per terrapieno orizzontale:  $K_1 = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$

per terrapieno inclinato dell'angolo  $\beta$ :  $K_1 = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}$

Esse corrispondono a ipotizzare la formazione di un cuneo di terra spingente limitato da due piani di scorrimento, le cui giaciture sono quelle che generano la spinta massima, e quindi la più sfavorevole alla stabilità del muro. La teoria del masso illimitato dimostra che la spinta risulta sempre parallela alla superficie del rilevato. In particolare, se il rilevato è orizzontale, essa dimostra che non si formano componenti verticali sulla sezione R-S, componenti che risulterebbero molto favorevoli nel calcolo delle resistenze al ribaltamento e allo scorrimento.

La spinta sulla fondazione è calcolata con un coefficiente di spinta  $K_3$  su parete verticale. Il calcolo tiene conto che la platea impedisce al peso del terrapieno che la sovrasta di agire come sovraccarico per l'intera altezza del muro, come risulta dimostrato dall'analisi di tutti i possibili meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, svolta ai sensi del punto 6.5.3.1 del D.M. 14/1/2008

### 8.2.2 Spinta della falda freatica

Il profilato drenante inserito nel giunto tra i pannelli impedisce che si generino delle spinte significative dovute alla falda freatica. Nel caso di infiltrazioni questo infatti permette all'acqua di fuoriuscire facilmente.

### 8.2.3 Pesì e forze d'inerzia per le verifiche sismiche

Tutti i pesi e le forze d'inerzia delle varie parti della struttura e del rilevato sulla platea sono state calcolate in base alle loro dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi pesi specifici e moltiplicati per i coefficienti della tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente.



### 8.3 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Si verifica sul piano di posa confrontando la componente orizzontale di tutte le azioni (spinte e eventuali altre forze agenti sulla struttura) e la resistenza del terreno allo scivolamento, espressa dal prodotto di tutti i pesi e le varie componenti verticali di ogni azione per il coefficiente d'attrito della struttura sul terreno di fondazione.

La spinta passiva sulla parete esterna della fondazione è trascurata a favore della stabilità. Si noti che il punto

6.5.3.1.1. del D.M. 14/1/08 autorizzerebbe a tenerne conto di una parte significativa, dal momento che il cordolo di fondazione è gettato sempre direttamente contro terra (perchè privo di armature) e pertanto, prima di fare presa, il calcestruzzo spinge contro la parete la propria spinta idrostatica. Pertanto questa parte della spinta passiva (circa il 40 ÷ 45%), essendo generata per la modalità costruttiva senza richiedere alcuno spostamento per attivarsi, potrebbe essere presa in conto.

### 8.4 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Questa verifica tratta l'equilibrio dell'insieme sopraelencato come se fosse un corpo rigido pertanto calcola i momenti delle varie azioni rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione previo averli moltiplicati per i rispettivi coefficienti parziali della tabella 3, che riporta i valori delle tabelle 2.6.1. e 6.2.1. del D.M. 14/1/08.

### 8.5 VERIFICA A COLLASSO PER CARICO LIMITE

Si verifica che la capacità portante del terreno di fondazione sia maggiore della risultante calcolata in base alla somma di tutte le azioni e alla sua posizione, dalla quale dipende l'ampiezza del nastro di appoggio sul terreno

### 8.6 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ALLO SLU

La spinta sulla parete interna della struttura prefabbricata è calcolata in base a un coefficiente di spinta attiva determinato con la formula di Coulomb:

$$K_0 = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

$\varphi$  è l'angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella combinazione in esame;

$\beta$  è l'angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro;  $\beta > 0$  se il terreno sale allontanandosi dal muro

$\psi$  è l'angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale.  $\psi > 90$  se la parete interna strapiomba

$\delta$  è l'angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto  $\delta = \frac{2\varphi}{3}$



Essa corrisponde all'equilibrio di un cuneo di terra, aderente alla parete del muro, separato dal terrapieno da una superficie piana, con la giacitura che genera la massima spinta sulla parete, e quindi la più sfavorevole alla verifica delle sezioni. L'angolo di attrito  $\delta$  tra terreno e parete è stato assunto pari a  $2/3$  dell'angolo di resistenza al taglio del terreno spingente. Il coefficiente di spinta che ne risulta differisce di poco da quello di Rankine, ma la componente verticale della spinta assume valori molto maggiori di quelli sulla sezione R-S se il terreno spingente è orizzontale o poco ripido. Su ogni sezione le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate in base alla spinta della terra agente dalla sezione in su e tengono conto anche della componente verticale della spinta e del peso della struttura sopra la sezione e di ogni altra azione esterna (urti, carichi sulla struttura, sbalzi, ecc.). Nel calcolo della spinta è stato trascurato, per semplicità e a favore della stabilità, lo spessore della parete, considerando quindi che la spinta agisca direttamente sulla facciata del muro. La verifica allo stato limite ultimo è svolta secondo le norme di calcolo esposte al punto 4.1.2.1 del D.M. 14/1/2008.

Per ogni sezione verificata, oltre alle principali dimensioni geometriche, sono esposti:

$M_{Ed}$  = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti  $g_i$  e  $q$ ,

$M_{Edu}$  = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti  $g_i$  e  $q$ , calcolato sulla sezione spostata della misura  $a_1$  data dalla formula [4.1.2.2] (= décalage)

$N_{Ed}$  = sforzo normale di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti  $g_i$  e  $q$ .

$V_{Ed}$  = sforzo di taglio di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti  $g_i$  e  $q$ , modificato dalla componente  $V_{md}$  della trazione dell'acciaio perpendicolare al lembo compresso nelle sezioni di altezza variabile.

$\alpha^\circ$  = inclinazione media delle armature trasversali rispetto all'asse baricentrico della trave.

$\text{ctg}\theta$  = cotangente dell'inclinazione  $\theta$  dei puntoni d'anima rispetto all'asse della trave, scelta dal progettista in modo che sia rispettata la prescrizione della formula [4.1.16]. La colonna non è compilata se il taglio resistente senza staffe  $V_{cd}$  è già maggiore di quello delle forze esterne  $V_{ed}$ .

$M_{Rd}$  = momento flettente baricentrico a cui resiste la sezione allo stato limite ultimo in presenza dello sforzo normale  $N_{Ed}$ .

$V_{Rd}$  = sforzo di taglio resistente della sezione. Esso è il valore minimo tra  $V_{Rcd}$  e  $V_{Rsd}$ , ove:

$V_{Rcd}$  = resistenza di calcolo a "taglio compressione" (formula 4.1.19)

$V_{Rsd}$  = resistenza di calcolo a "taglio trazione" (formula 4.1.18)

Tutte le sezioni sono provviste di armatura resistente al taglio. Il calcolo del taglio non tiene conto del contributo dei ferri piegati.

L'area delle staffe presa in conto nel calcolo della resistenza a taglio è stata ridotta della sezione destinata a reggere la spinta o il peso della terra sulle ali della sezione, azioni che sono carichi appesi o indiretti.

Dal confronto tra le sollecitazioni esterne e quelle resistenti risulta che tutte le sezioni sono conformi alle norme.



## 9. VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Nel terzo allegato è svolta la verifica di esercizio SLE con calcolo elastico-lineare in base alla spinte, pesi e sovraccarichi massimi effettivamente agenti (combinazione rara), al fine di calcolare le tensioni massime di esercizio nell'acciaio e nel calcestruzzo e verificarne la compatibilità con i valori esposti al punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14/1/08.

Nel quarto e quinto allegato sono svolte le verifiche di esercizio SLE nelle combinazioni frequente e quasi

permanente. La spinta e i pesi della terra assunti nel calcolo sono quelli effettivi; il sovraccarico sul rilevato è stato ridotto in base ai coefficienti  $\Psi$  stabiliti dalle tabelle 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del D.M. 14/1/2008. Queste due schede sviluppano il calcolo dell'ampiezza delle fessure tenendo conto del ricoprimento di calcestruzzo previsto nei disegni e riportato nelle schede, per verificarne la compatibilità con l'ampiezza massima prevista dalla tabella 4.1.IV del DM 14/1/08.

### 9.1 CLASSE DI ESPOSIZIONE AGLI AGENTI AGGRESSIVI

I criteri di scelta della classe di esposizione delle varie superfici della struttura sono quelli esposti al punto 4.1 della tabella UNI-EN 206-1, classi riportate anche al punto 4.2 dell'Eurocodice 2. Dal momento che l'opera in progetto non sorge sulla costa, né in prossimità del mare, né in ambiente gelivo tale da richiedere l'uso di sali disgelanti, consideriamo esposta ad un ambiente aggressivo solo l'eventuale copertina di coronamento della facciata, le cui superfici sono ciclicamente secche e bagnate, soggette a corrosione delle armature indotta da carbonatazione.

Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro.

Pertanto si è considerato le superfici del manufatto soggette alle seguenti classi di esposizione della tabella UNI EN 206-1:

XC4 = Superfici soggette al contatto con l'acqua, ciclicamente secche e bagnate, non comprese nella classe XC2 (che è meno gravosa della XC4).

XF1 = Facciata: superficie verticale esposta alla pioggia e al gelo. Grado moderato di saturazione, in assenza di sali disgelanti.

XC2 = Intradosso e costola della parete prefabbricata, platea gettata in opera, fondazione in c.a.: tutte superfici che si trovano in ambiente bagnato, raramente secco. La classe XC2 e la classe 2b del prospetto 4.1 dell'Eurocodice 2 sono descritte come condizione ambientale tipica delle fondazioni.

### 9.2 COPRIFERRI

Il valore della tolleranza  $\square_{c_{dev}}$  relativo alla misura del copriferro non è uniforme su tutte le pareti del prefabbricato. Sulla facciata esterna e interna della parete è  $\pm 5$  mm; sulla costola (fianchi e estradosso) è  $+5/-0$ , in quanto il procedimento costruttivo assicura queste misure. Per i getti in opera valgono i valori di legge cioè  $\pm 10$  mm I copriferri, definiti come distanza dalla parete dell'estradosso dalla staffa (da non confondere con i ricoprimenti = distanza dalla parete dell'estradosso delle armature principali) nelle varie parti della struttura corrispondenti alle classi di esposizione sopra indicate sono riportate nella



tabella 4. Essa riporta pure l'apertura caratteristica ammessa per le fessure, stabilita nel capitolo 4.1.2.2.4 del DM 14/1/08 per le armature poco sensibili.





Vita dell'opera: 50 anni Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro	ELEVAZIONE		PATEA	FONDAZIONE
	Intradosso della parete	Facciata esterna	Tutte le facciate	Tutte le facciate
Resistenza del calcestruzzo Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	40	40	30	30
Classificazione dell'ambiente	XC2	XF1	XC2	XC2
Spessore del copriferro:				
Minimo da norma (tab C4.1.IV)	20	20	20	20
Tolleranza di lavorazione	5	5	10	10
Maggior spessore per durata	0	0	0	0
Totale da norma [mm]	25	25	30	30
<b>Spessore minimo indicato</b>	<b>30±5</b>	<b>30±5</b>	<b>30±10</b>	<b>30±10</b>
Ampiezza massima delle fessure				
Combinaz. Frequente [mm]	0,4	0,4	0,4	0,4
Combinaz. Quasi permanente [mm]	0,3	0,3	0,3	0,3

Tab. 4 – Classi di esposizione

### 9.3 CALCOLO DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Per il calcolo dell'ampiezza delle fessure abbiamo scelto come metodo consolidato quello esposto nel D.M. 9/1/96 e dalle relative istruzioni contenute nella Circ. Min. LL.PP. n° 252 AA.GG./S.T.C del 15/10/96. Nei tabulati di verifica le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate con i metodi del calcolo elastico lineare, senza ridistribuzioni, con coefficiente di omogeneizzazione pari a 6. I sovraccarichi naturali sull'impalcato e sul terrapieno sono stati moltiplicati per i coefficienti di combinazione  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$  e  $\Psi_2$  per le azioni variabili sui ponti stabiliti dalla Tab. 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del citato decreto. I momenti flettenti esposti nelle tabelle sono calcolati rispetto alla facciata del pannello o alla facciata inferiore della platea.

### 9.4 CALCOLO DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO (4.1.2.2.5)

Sono inoltre esposte le tensioni di trazione nell'acciaio e di compressione nel calcestruzzo per confrontarne i valori con i massimi stabiliti per lo stato limite di tensione di esercizio.

Per la combinazione caratteristica rara, in base alle resistenze caratteristiche dei materiali impiegati, risultano le seguenti limitazioni:

Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa):  $\sigma_c < 0.83 * 45 * 0.60 = 22.41$   
MPa

Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa):  $\sigma_c < 0.83 * 30 * 0.60 = 14.94$   
MPa

Per la combinazione di carico quasi permanente risultano le seguenti limitazioni:

Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa):  $\sigma_c < 0.83 * 45 * 0.45 = 16.81$   
MPa



Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa):

$$\sigma_c < 0.83 * 30 * 0.45 = 11.21$$

MPa

Acciaio: nella combinazione caratteristica rara:

$$\sigma_s < 0.80$$

$$* 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

## 10. VERIFICA SISMICA

Il calcolo di verifica della stabilità globale dell'opera e di verifica delle sollecitazioni è effettuato con il metodo dell'analisi pseudo-statica (punto 7.11.6.2.1), in base al valore dell'accelerazione massima  $a_g$  attesa in superficie

e del fattore di amplificazione orizzontale  $F_0$  indicati nell'allegato B della norma, aggiornati sul sito Internet de Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Azioni sismiche - Spettri di risposta vers. 1.03 in data 01/12/11

### 10.1 DATI DI PROGETTO DELL'AZIONE SISMICA

Località in cui sorge l'opera	Comune di Riolo Terme (RA)
Periodo di vita nominale $V_N$ della costruzione	anni 50
Classe d'uso III Corrispondente coefficiente $C_U$ (Tab 2.4.II)	$C_U = 1$
Periodo di vita di riferimento $V_R$ della costruzione	anni 50
Consequente periodo di ritorno del sisma per lo stato SLV ( $P_{Vr}=10\%$ )	anni 475
Accelerazione orizzontale al suolo (spettri di risposta vers 1.03)	ag/g =0.209
Fattore di amplificazione orizzontale (spettri di risposta vers 1.03)	$F_0 = 2.475$
Categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II)	
Suolo di tipo C: Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidezza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di $V_{30}$ compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero resist. penetr.: $15 < N_{spt} < 50$ , coesione non drenata: $70 < C_u < 250$ kPa)	
	C
Corrispondente coeff. di amplificazione stratigrafica (tab 3.2.V)	$S_s = 1..390$
Categoria topografica (tab 3.2.IV)	
(l'opera non sorge in prossimità di cigli scoscesi isolati, né in prossimità di creste strette e ripide)	T1



Corrispondente coeff. di amplificazione topografica (tab 3.2.VI)	$S_T = 1.0$
Accelerazione orizzontale massima attesa	$A_{max}/g = 0.291$
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa (tab 7.11.II)	
Muro di sostegno prefabbricato, flessibile, non vincolato in cima e in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (7.11.6.2.1)	$\beta_m = 0.31$
Coefficiente di riduz. dei sovraccarichi accidentali durante il sisma	$\Psi_{2j} = 0.00$

## 10.2 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

Coefficiente sismico orizzontale: (formula 7.11.6)  $k_h = \alpha_m S_S S_T a_g / g = 0.0901$

Coefficiente sismico verticale: (formula 7.11.7)  $k_v = 0.5 k_h = 0.0450$

## 10.3 SPINTE DI CALCOLO DEL TERRENO E DELL'ACQUA

La spinta totale di progetto "Ed" esercitata dal terreno e dall'acqua sul muro è calcolata nell'istante più gravoso, corrispondente alla massima accelerazione orizzontale e simultaneamente al massimo alleggerimento verticale. Essa corrisponde a fare ruotare tutta la struttura (parete prefabbricata, superficie del terrapieno, platea e fondazione) dell'angolo  $\Theta$  risultante dalla formula:

$$\Theta = \arctan(k_h / (1 - k_v)) = 5.39^\circ$$

Il calcolo è svolto secondo l'approccio 1, combinazione 2, cioè angolo d'attrito ridotto, forze d'inerzia che si

sommano alle spinte, coefficienti parziali A2 posti pari a 1, come prescritto dal punto C7.11.6.2 della Circolare 2/2/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture.

Per il calcolo della spinta sulla parete interna del prefabbricato la formula di Mononobe e Okabe fornisce

direttamente il coefficiente di spinta  $K_0$ . Il modello di Mononobe e Okabe prevede che in aderenza alla parete del muro si formi un cuneo di terra spingente, limitato verso il terreno da una superficie piana (Ipotesi di Coulomb), in una sezione in cui sia la parete, sia la superficie del terrapieno siano ruotati verso valle dell'angolo  $\Theta$ .

La spinta  $E_d$  sulla sezione R'-S' è calcolata assumendo un modello in cui si forma un cuneo spingente limitato da due piani, le cui giaciture sono state entrambe simultaneamente individuate come quelle che generano la massima spinta in stato di equilibrio limite attivo. Il calcolo dei coefficienti di spinta è eseguito dopo aver fatto ruotare tutta la struttura (parete prefabbricata, superficie del terrapieno, platea, fondazione) dell'angolo  $\Theta$ . I coefficienti di spinta sono calcolati per tutte le sezioni trasversali oggetto della verifica. Il procedimento individua anche la direzione della spinta. Se la superficie del rilevato è piana, essa risulta parallela ad essa, ovviamente ruotata di  $\Theta$ , in accordo con la teoria del masso



illimitato di Rankine. Se poi il terrapieno è anche orizzontale, la spinta è inclinata soltanto dell'angolo  $\Theta$ . Questa considerazione dimostra che la resistenza al ribaltamento e allo scorrimento di muri di sostegno di terrapieni orizzontali può avvalersi solo di un piccolo contributo della componente verticale della spinta.

#### 10.4 CALCOLO DELLE FORZE D'INERZIA

Nelle verifiche della stabilità della struttura durante il sisma il calcolo tiene conto che tutte le masse della struttura e della terra che sovrasta la platea fino alla sezione R'-S' sono soggette a forze inerziali, addizionandole alle spinte. Pertanto tutte le forze d'inerzia sono prese in conto: a monte della sezione R'-S', come maggior spinta della terra per effetto della formula di Mononobe-Okabe; a valle di R'-S' computandole in base alla massa di ogni parte di struttura. Le masse sono calcolate in base alle dimensioni geometriche di ogni parte; le forze d'inerzia, prodotto delle masse per il coefficiente sismico orizzontale  $k_h$ , sono riportate nella colonna delle componenti orizzontali delle azioni.

#### 6.6 Calcolo delle spinte della terra in caso sismico

A favore della sicurezza, abbiamo preso in considerazione tutti gli effetti della rotazione sismica  $\Theta$  e non solo gli effetti sul coefficiente di spinta. Nel calcolo, per effetto della rotazione sismica,

a) l'altezza della sezione ideale R'-S' su cui agisce la spinta del terrapieno aumenta rispetto all'altezza R-S, e in certi casi notevolmente. Pertanto la spinta della terra considerata nel calcolo sismico è incrementata sia per il maggior coefficiente di spinta  $K_1$  dovuto alla rotazione sismica, sia per la maggior altezza  $H_3$  della sezione ideale su cui essa agisce.

b) i bracci di tutte le forze orizzontali (spinte e inerzie) aumentano in misura considerevole, mentre diminuiscono i bracci delle forze verticali stabilizzanti. Entrambe le rettifiche rendono molto più gravosa la verifica al ribaltamento.

c) le masse prese in conto nel calcolo delle forze d'inerzia aumentano, essenzialmente per lo spostamento della sezione ideale da R-S a R'-S'. Dunque nel nostro calcolo sono prese in conto le inerzie di tutte le masse del terrapieno: a monte della sezione R'-S' come incremento della spinta della terra; a valle di R'-S' come forze orizzontali esposte e sommate insieme alle spinte.

d) L'attrito alla base della fondazione e della platea sul terreno si riduce non solo per effetto della riduzione del coefficiente d'attrito prescritto dalla Combinazione 2, ma anche per effetto della pendenza sfavorevole dell'appoggio sul suolo, dovuta alla rotazione  $\Theta$ .

Prendiamo invece in conto il 50% della spinta passiva, dal momento che essa risulta sostanzialmente già attivata durante la costruzione della struttura, come esposto in precedenza. Il coefficiente di spinta è calcolato con la formula di Mononobe-Okabe, assumendo, a favore della stabilità, l'angolo d'attrito  $\varphi$  ridotto,  $\beta = 90^\circ$ ,  $\delta = 0^\circ$ .

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \Theta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi \cdot \text{sen}(\varphi + \varepsilon - \Theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\psi + \Theta)}} \right]^2}$$



$\varphi$  Angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione assunto nella Combinazione 2

$\varepsilon$  Angolo di inclinazione del terreno a valle.  $\varepsilon > 0^\circ$  se il terreno scende allontanandosi dal muro

$\psi$  Angolo del paramento esterno della fondazione con l'orizzontale.  $\psi < 90^\circ$  se la parete strapiomba

$\delta$  Angolo di resistenza al taglio fra il terreno di fondazione e la parete della fondazione gettata contro terra. E' stato assunto  $\delta = 0$  a favore della stabilità.

$\Theta$  Angolo di rotazione sismica

Nonostante l'incremento delle azioni e la riduzione delle resistenze dovuto alla nostra scelta (a nostro avviso obbligatoria) di rispettare la congruenza del disegno della struttura ruotata di  $\Theta$  in tutti gli aspetti del calcolo, il loro confronto accerta ancora la stabilità della struttura.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla parete è svolto in analogia ai casi non sismici precedentemente svolti, ma il coefficiente di spinta sulla parete è calcolato con la prima formula di Mononobe-Okabe:

$$K_0 = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \Theta - \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta - \Theta)}{\text{sen}(\psi - \Theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

o con la seconda formula di Mononobe-Okabe se l'angolo di attrito  $\varphi$  è inferiore a  $\beta + \Theta$ :

$$K_0 = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \Theta - \delta)}$$

$\varphi$  Angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione assunto nella Combinazione 2

$\beta$  Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro.  $\beta > 0^\circ$  se il terreno sale allontanandosi dal muro

$\psi$  Angolo del paramento esterno della fondazione con l'orizzontale.  $\psi > 90^\circ$  se la parete strapiomba

$\delta$  Angolo di resistenza al taglio fra il terreno di fondazione e la parete della fondazione gettata contro terra. E' stato assunto  $\delta = 2/3 \varphi$

$\Theta$  Angolo di rotazione sismica

Alle sollecitazioni dovute alla spinta della terra sulla parete sono state addizionate quelle dovute alle forze d'inerzia della parete prefabbricata e di tutto il terrapieno che sovrasta la platea.

Tutti i valori risultanti sono riportati nelle tabelle in allegato.



## 11. DADO DI FONDAZIONE

Le opere di sostegno in esame prevedono un collegamento con un dado di fondazione realizzato in opera.

Tale dado ha sezione trapezoidale di dimensioni variabili in funzione della tipologia di muro a cui fanno riferimento.

In generale possono essere assunti i seguenti valori:

Tipologia muri	Tipo A	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
Altezza massima (m)	1,60	2,50	3,50	4,00	5,00
Base (m)	2,00	2,00	2,30	2,30	2,80
Dado di fondazione					
Altezza fondazione (m)	0,30	0,50	0,70	0,80	1,00
Base maggiore (m)	0,75	2,20	2,60	3,00	3,30
Base minore (m)	0,70	1,95	2,30	2,65	2,90

La disposizione prevista del dado di fondazione rispetto al muro è prevista in modo da garantire la centricità del carico verticale al fine di avere una pressione costante su tutta la sezione di contatto pari a:

$$\sigma_c = \frac{F_v}{A}$$

Per l'analisi della generica sezione del dado di fondazione si assumono le condizioni di carico più gravose derivanti dalle combinazioni di carico previste per i muri prefabbricati.

Essendo tutti i dadi armati con barre  $\phi 16/20$  si considera per le verifiche il caso relativo al muro di altezza maggiore (muro tipo 4).

Di seguito si riportano i valori di sollecitazione calcolati alla base del muro prefabbricato nelle diverse combinazioni di carico:

Combinazione	Fv (kN)	Fh (kN)	Ms (kNm)	Min (kNm)	Mr (kNm)
Approccio STR	422,00	158,00	772,80	158,00	614,80
Approccio GEO	338,30	163,50	634,20	324,90	309,30
Rara	324,59	121,52	594,46	241,53	352,93
Quasi Permanente	323,46	120,49	591,20	239,49	351,71
Frequente	324,33	121,28	593,72	241,06	352,66
Sismica	389,30	221,30	692,60	528,90	163,70

La combinazione più gravosa risulta essere quella sismica.

$$T_{Sd,max} = 221.30 \text{ kN}$$



Considerando le dimensioni planimetriche della sezione di contatto dado-muro, la tensione tangenziale sollecitante di progetto agente sull'ipotetica superficie di rottura risulta:

$$\tau_{Sd} = \frac{T_{Sd}}{A} = 113.49 \text{ MPa}$$

in cui

$$A = 1.95 \cdot 1.00 = 1.95 \text{ mq}$$

Per la verifica della sezione si procede considerando il modello di calcolo per strutture tozze.

La tensione tangenziale resistente di progetto è valutata attraverso la formula:

$$\tau_{Rd} = \beta_{fctd} + \mu \cdot (\rho \cdot f_{yd} + \sigma_{cd})$$

dove

$\beta_{fctd}$  contributo resistenza a trazione del calcestruzzo;

$\mu$  coefficiente d'attrito tra superficie intradosso baggiole ed estradosso struttura;

$\rho$  percentuale d'armatura verticale;

$f_{yd}$  tensione di progetto relativa allo snervamento dell'acciaio;

$\sigma_{cd}$  compressione nel calcestruzzo del baggiole.

Nell'ipotesi che il dado venga gettato in opera e che non vengano adottati particolari accorgimenti per la preparazione della superficie di contatto se non lo scavo a sezione obbligata, si annullerà, a favore di sicurezza, il contributo  $\beta_{fctd}$ .

Considerando una superficie di contatto con rugosità di categoria 1 si assume:

$$\mu = 0.6$$

Assumendo l'armatura passante attraverso l'ipotetica linea di rottura realizzata da barre  $\phi 16/20$  come precedentemente descritto, si ottiene:

$$\rho = \frac{5 \times 201.06}{195 \times 100} = 0.0005$$

Inoltre per l'acciaio Fe B450C, allo S.L.U., si ottiene:

$$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$$

L'azione verticale associata al valore di taglio preso in esame è pari a:

$$F_V = 389.30 \text{ kN}$$

Considerando, per effetto della corretta disposizione del dado di fondazione rispetto al muro prefabbricato, la distribuzione costante del carico sulla sezione in esame si ottiene:

$$\sigma_{cd} = 199.64 \text{ kPa}$$



Si ottiene:

$$\tau_{rd} = 240.82 \text{ kPa}$$

Essendo quindi  $\tau_{Rd} > \tau_{Sd}$  la verifica per crisi lato acciaio è soddisfatta.

L'armatura così calcolata soddisfa, come visto, la verifica per crisi dell'acciaio.

Seguendo le medesime disposizioni normative, la verifica per crisi lato calcestruzzo risulta verificata se:

$$\tau_{sd} < 0.25 \cdot f_{cd}$$

Essendo, per il calcestruzzo di classe di resistenza C16/20

$$f_{cd} = 9.07 \text{ MPa}$$

si ottiene:

$$\tau_{sd} < 0.25 \cdot f_{cd} = 2.27 \text{ MPa}$$

Il compito di assorbire gli sforzi di trazione nel calcestruzzo dell'elevazione, conseguenti ai carichi trasmessi dalla sovrastruttura, è assolto dalla maglia disposta all'interno dell'elemento tozzo.





## **ALLEGATI**



ALLEGATO 1

Approccio 1, combinazione 1, (A1+M1+R1)	
Calcolo delle azioni sulla struttura	
Coefficiente di spinta attiva della terra	$K_1$ 0,425
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3$ 4,76m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3$ 26,17°
Coefficiente di spinta attiva sulla fondazione	$K_3$ 0,295

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)				
Componenti	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
Spinta del terreno su sez R-S x 1,3	101,3	160,8	49,8	119,5
Peso struttura (parete+platea) x 1,3	0	0	37,3	29
Peso terra e sovraccarico x 1,3-1,5	0	0	191,3	271,4
Spinta della terra sulla fondazione x 1,3	0	0	0	0
Peso della fondazione x 1,3	0	0	0	0
<b>TOTALI</b>	<b>101,3</b>	<b>160,8</b>	<b>278,4</b>	<b>419,9</b>

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ESTERNE				Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri			Sollecitazioni resistenti	
	Med	Medu	Ned	Ved	H	d	B5	bw	X1	A1	A2	A3	Mrd	Vrd
					altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza a taglio	asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o inf. Platea	staffe	baricentrico	
	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]
1	61,1	61,1	41,5	40,9	63,1	55,7	116,6	16,6	4,63	10,05	3,14	5,68	220	123,2
2	39,7	39,7	0	94,3	35	29,8	125	101,9	5,21	16,21	4,52	10,87	176,4	156,9
3	0	0	0	0	12,1	7,1	125	25,4	2,37	4,11	4,52	8,17	17,2	-20,5
4	3,8	4,8	11,4	6,9	40	33,1	113,7	13,7	2,55	4,02	3,14	3,96	53,9	53,8
5	31,4	36,6	29,5	26,3	53,3	44,6	115,4	15,4	3,79	8,04	3,14	3,96	140,8	67,3



ALLEGATO 2

Approccio 1, combinazione 2, (A2+M2+R2)	
Calcolo delle azioni sulla struttura	
Coefficiente di spinta attiva della terra	$K_1$ 0,567
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3$ 4,76m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3$ 24,28°
Coefficiente di spinta attiva sulla fondazione	$K_3$ 0,369

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)				
Componenti	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze [kN]	Momenti [kNm]	Forze [kN]	Momenti [kNm]
Spinta del terreno su sez R-S x 1,3	105,5	167,5	47,6	114,3
Peso struttura (parete+platea) x 1,3	0	0	28,7	22,3
Peso terra e sovraccarico x 1,3-1,5	0	0	147,2	208,8
Spinta della terra sulla fondazione x 1,3	0	0	0	0
Peso della fondazione x 1,3	0	0	0	0
<b>TOTALI</b>	<b>105,5</b>	<b>167,5</b>	<b>223,4</b>	<b>345,4</b>

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ESTERNE				Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri			Sollecitazioni resistenti	
	Med	Medu	Ned	Ved	H	d	B5	bw	X1	A1	A2	A3	Mrd	Vrd
	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza a taglio	asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o inf. Platea	staffe	baricentrico	[kN]
1	77,9	77,9	37,8	52,9	63,1	55,7	116,6	16,6	4,61	10,05	3,14	5,68	219,4	118,7
2	50,6	50,6	0	83,1	35	29,8	125	101,9	5,21	16,21	4,52	10,87	176,4	156,9
3	0	0	0	0	12,1	7,1	125	25,4	2,37	4,11	4,52	8,17	17,2	-20,5
4	5	6,3	9,7	9,1	40	33,1	113,7	13,7	2,54	4,02	3,14	3,96	53,8	52,8
5	40,2	46,9	26,5	34,1	53,3	44,6	115,5	15,4	3,78	8,04	3,14	3,96	140,5	64,4



ALLEGATO 3

Verifica SLE combinazione RARA	
Calcolo delle azioni sulla struttura	
Coefficiente di spinta attiva della terra	$K_1$ 0,425
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3$ 4,76m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3$ -
Coefficiente di spinta attiva sulla fondazione	$K_3$ 0,295

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)				
Componenti	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze [kN]	Momenti [kNm]	Forze [kN]	Momenti [kNm]
Spinta del terreno su sez R-S x 1,3	77,93	123,73	38,3	91,97
Peso struttura (parete+platea) x 1,3	0	0	28,67	22,3
Peso terra e sovraccarico x 1,3-1,5	0	0	147,16	208,76
Spinta della terra sulla fondazione x 1,3	0	0	0	0
Peso della fondazione x 1,3	0	0	0,01	0,01
<b>TOTALI</b>	<b>77,93</b>	<b>123,73</b>	<b>214,13</b>	<b>323,03</b>

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ESTERNE			Descrizione delle sezioni		Aree dei ferri		Tensioni		Fessurazione	
	Med	Ned	Ved	H	Y	A1	A2	$\sigma_a$	$\sigma_c$	Ricoprimento	apertura fessure
	[kNm]	[kN]	[kN]	altezza totale	altezza utile	lato terrapieno	lato facc. o inf. Platea	acciaio	calcestruz.		
1	47,3	31,9	39,2	63,1	55,7	10,05	3,14	79	2,28	38	0
2	30,7	0	86,9	35	29,8	16,21	4,52	68	2,9	40	0
3	0	0	0	12,1	7,1	4,11	4,52	0	0,01	40	0
4	3	8,8	6	40	33,1	4,02	3,14	17	0,53	38	0
5	24,3	22,7	25,1	53,3	44,6	8,04	3,14	63	1,86	38	0



ALLEGATO 4

Verifica SLE combinazione FREQUENTE	
Calcolo delle azioni sulla struttura	
Coefficiente di spinta attiva della terra	$K_1$ 0,424
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3$ 4,76m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3$ -
Coefficiente di spinta attiva sulla fondazione	$K_3$ 0,295

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)				
Componenti	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze [kN]	Momenti [kNm]	Forze [kN]	Momenti [kNm]
Spinta del terreno su sez R-S x 1,3	77,77	123,47	38,13	91,54
Peso struttura (parete+platea) x 1,3	0	0	28,67	22,3
Peso terra e sovraccarico x 1,3-1,5	0	0	147,16	208,76
Spinta della terra sulla fondazione x 1,3	0	0	0	0
Peso della fondazione x 1,3	0	0	0,01	0,01
<b>TOTALI</b>	<b>77,77</b>	<b>123,47</b>	<b>213,96</b>	<b>322,61</b>

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ESTERNE			Descrizione delle sezioni		Aree dei ferri		Tensioni		Fessurazione	
	Med	Ned	Ved	H	Y	A1	A2	$\sigma_a$	$\sigma_c$	Ricoprimento	apertura fessure
	[kNm]	[kN]	[kN]	altezza totale	altezza utile	lato terrapieno	lato facc. o inf. Platea	acciaio	calcestruz.		
1	47,3	31,9	39,2	63,1	55,7	10,05	3,14	79	2,28	38	0
2	30,7	0	86,9	35	29,8	16,21	4,52	68	2,9	40	0
3	0	0	0	12,1	7,1	4,11	4,52	0	0,01	40	0
4	3	8,8	6	40	33,1	4,02	3,14	17	0,53	38	0
5	24,3	22,7	25,1	53,3	44,6	8,04	3,14	63	1,86	38	0



ALLEGATO 5

Verifica SLE combinaz. QUASI PERMANENTE	
Calcolo delle azioni sulla struttura	
Coefficiente di spinta attiva della terra	$K_1$ 0,421
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3$ 4,76m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3$ -
Coefficiente di spinta attiva sulla fondazione	$K_3$ 0,295

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)				
Componenti	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze [kN]	Momenti [kNm]	Forze [kN]	Momenti [kNm]
Spinta del terreno su sez R-S x 1,3	77,22	122,59	37,52	90,08
Peso struttura (parete+platea) x 1,3	0	0	28,67	22,3
Peso terra e sovraccarico x 1,3-1,5	0	0	147,16	208,76
Spinta della terra sulla fondazione x 1,3	0	0	0	0
Peso della fondazione x 1,3	0	0	0,01	0,01
<b>TOTALI</b>	<b>77,22</b>	<b>122,59</b>	<b>213,35</b>	<b>321,15</b>

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ESTERNE			Descrizione delle sezioni		Aree dei ferri		Tensioni		Fessurazione	
	Med	Ned	Ved	H	Y	A1	A2	$\sigma_a$	$\sigma_c$	Ricoprimento	apertura fessure
				altezza totale	altezza utile	lato terrapieno	lato facc. o inf. Platea	acciaio	calcestruz.		
	[kNm]	[kN]	[kN]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]	[mm]
1	47,3	31,9	39,2	63,1	55,7	10,05	3,14	79	2,28	38	0
2	30,7	0	86,9	35	29,8	16,21	4,52	68	2,9	40	0
3	0	0	0	12,1	7,1	4,11	4,52	0	0,01	40	0
4	3	8,8	6	40	33,1	4,02	3,14	17	0,53	38	0
5	24,3	22,7	25,1	53,3	44,6	8,04	3,14	63	1,86	38	0



ALLEGATO 6

Verifica sismica	
Calcolo delle azioni sulla struttura	
Coefficiente di spinta attiva della terra	$K_1$ 0,615
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3$ 5,02m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3$ 25,59°
Coefficiente di spinta attiva sulla fondazione	$K_3$ 0,369

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)				
Componenti	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
Spinta del terreno su sez R-S x 1,3	125,9	238,9	60,3	144,1
Peso struttura (parete+platea) x 1,3	2,6	2,6	28,7	19,7
Peso terra e sovraccarico x 1,3-1,5	15	33,2	167,3	213,5
Spinta della terra sulla fondazione x 1,3	0	0	0	0
Peso della fondazione x 1,3	0	0	0	0
<b>TOTALI</b>	<b>143,5</b>	<b>274,7</b>	<b>256,3</b>	<b>377,2</b>

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ESTERNE				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri			Sollecitazioni resistenti	
	Med	Medu	Ned	Ved	H	d	B5	bw	staffe	X1	A1	A2	A3	Mrd	Vrd
	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza a taglio		asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o inf. Platea	staffe	baricentrico	
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[cm]	[cmq]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	
1	150,1	150,1	47,2	87	63,1	55,7	116,6	16,6		4,66	10,05	3,14	5,68	220,9	107,2
2	97,6	97,6	0	108,9	35	29,8	125	101,9		5,21	16,21	4,52	10,87	176,4	156,9
3	0	0	0	0	12,1	7,1	125	25,4		2,37	4,11	4,52	8,17	17,2	-20,5
4	16,9	19,8	11,3	19,5	40	33,1	113,7	13,7		2,55	4,02	3,14	3,96	53,9	50,6
5	84,7	100,1	32,9	58,8	53,3	44,6	115,4	15,4		3,81	8,04	3,14	3,96	141,3	67,7



ALLEGATO 7

Approccio 1, combinazione 1, (A1+M1+R1)	
Calcolo delle azioni sulla struttura	
Coefficiente di spinta attiva della terra	K <sub>1</sub> 0,423
agente su una sezione ideale R-S di altezza	H <sub>3</sub> 5,96m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	O <sub>3</sub> 26,03°
Coefficiente di spinta attiva sulla fondazione	K <sub>3</sub> 0,295

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)				
Componenti	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze [kN]	Momenti [kNm]	Forze [kN]	Momenti [kNm]
Spinta del terreno su sez R-S x 1,3	158	314	77,1	223,7
Peso struttura (parete+platea) x 1,3	0	0	51,7	49,6
Peso terra e sovraccarico x 1,3-1,5	0	0	293,1	499,5
Spinta della terra sulla fondazione x 1,3	0	0	0	0
Peso della fondazione x 1,3	0	0	0	0
<b>TOTALI</b>	<b>158</b>	<b>314</b>	<b>422</b>	<b>772,8</b>

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ESTERNE				Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri			Sollecitazioni resistenti	
	Med	Medu	Ned	Ved	H	d	B5	bw	X1	A1	A2	A3	Mrd	Vrd
	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza a taglio	asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o inf. Platea	staffe	baricentrico	
1	130	130	62,2	66	72,1	64,8	118,5	18,5	5,92	14,51	3,14	7,32	369	184,7
2	84,5	84,5	0	111,1	41	35,7	125	102,8	6,47	21,49	5,34	12,7	278,2	188
3	25,6	25,6	0	48,1	21,1	15,8	125	43,2	3,69	9,24	5,34	9,85	57,4	55
4	15,6	18,7	21,1	17	47,4	40,6	115	15	3,27	6,28	3,14	3,96	100,6	63,2
5	56,3	64,9	39,7	38	58,6	49,9	116,6	16,6	4,66	11,37	3,14	3,96	221	72,8





ALLEGATO 8

Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)	
Calcolo delle azioni sulla struttura	
Coefficiente di spinta attiva della terra	$K_1$ 0,56
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3$ 5,96m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3$ 24,08°
Coefficiente di spinta attiva sulla fondazione	$K_3$ 0,369

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)				
Componenti	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze [kN]	Momenti [kNm]	Forze [kN]	Momenti [kNm]
Spinta del terreno su sez R-S x 1,3	163,5	324,9	73	211,8
Peso struttura (parete+platea) x 1,3	0	0	39,8	38,1
Peso terra e sovraccarico x 1,3-1,5	0	0	225,5	384,2
Spinta della terra sulla fondazione x 1,3	0	0	0	0
Peso della fondazione x 1,3	0	0	0	0
<b>TOTALI</b>	<b>163,5</b>	<b>324,9</b>	<b>338,3</b>	<b>634,2</b>

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ESTERNE				Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri			Sollecitazioni resistenti	
	Med	Medu	Ned	Ved	H	d	B5	bw	X1	A1	A2	A3	Mrd	Vrd
	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza a taglio	asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o inf. Platea	staffe	baricentrico	[kN]
1	165,5	165,5	57,6	85,1	72,1	64,8	118,5	18,5	5,89	14,51	3,14	7,32	368,1	178,1
2	107,5	107,5	0	110,4	41	35,7	125	102,8	6,47	21,49	5,34	12,7	278,2	188
3	22,1	22,1	0	41,7	21,1	15,8	125	43,2	3,69	9,24	5,34	9,85	57,4	55
4	20,1	24	18,6	22,1	47,4	40,6	115	15	3,25	6,28	3,14	3,96	100,3	61,1
5	72	82,9	36,2	49,1	58,6	49,9	116,6	16,6	4,64	11,37	3,14	3,96	220,5	69



ALLEGATO 9

Verifica SLE combinazione RARA	
Calcolo delle azioni sulla struttura	
Coefficiente di spinta attiva della terra	$K_1$ 0,423
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3$ 5,96m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3$ -
Coefficiente di spinta attiva sulla fondazione	$K_3$ 0,295

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)				
Componenti	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze [kN]	Momenti [kNm]	Forze [kN]	Momenti [kNm]
Spinta del terreno su sez R-S x 1,3	121,52	241,53	59,34	172,09
Peso struttura (parete+platea) x 1,3	0	0	39,78	38,14
Peso terra e sovraccarico x 1,3-1,5	0	0	225,47	384,23
Spinta della terra sulla fondazione x 1,3	0	0	0	0
Peso della fondazione x 1,3	0	0	0,01	0,01
<b>TOTALI</b>	<b>121,52</b>	<b>241,53</b>	<b>324,59</b>	<b>594,46</b>

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ESTERNE			Descrizione delle sezioni		Aree dei ferri		Tensioni		Fessurazione	
	Med	Ned	Ved	H	Y	A1	A2	$\sigma_a$	$\sigma_c$	Ricoprimento	apertura fessure
	[kNm]	[kN]	[kN]	altezza totale	altezza utile	lato terrapieno	lato facc. o inf. Platea	acciaio	calcestruz.		
1	100,6	47,8	65,2	72,1	64,8	14,51	3,14	102	3,18	38	0
2	65,4	0	108,8	41	35,7	21,49	5,34	92	4,1	41	0
3	19,7	0	53,3	21,1	15,8	9,24	5,34	141	6,57	41	0
4	12,1	16,2	15,7	47,4	40,6	6,28	3,14	42	1,23	38	0
5	43,6	30,5	37,3	58,6	49,9	11,37	3,14	73	2,36	38	0



ALLEGATO 10

Verifica SLE combinazione FREQUENTE	
Calcolo delle azioni sulla struttura	
Coefficiente di spinta attiva della terra	$K_1$ 0,422
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3$ 5,96m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3$ -
Coefficiente di spinta attiva sulla fondazione	$K_3$ 0,295

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)				
Componenti	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze [kN]	Momenti [kNm]	Forze [kN]	Momenti [kNm]
Spinta del terreno su sez R-S x 1,3	121,28	241,06	59,08	171,34
Peso struttura (parete+platea) x 1,3	0	0	39,78	38,14
Peso terra e sovraccarico x 1,3-1,5	0	0	225,47	384,23
Spinta della terra sulla fondazione x 1,3	0	0	0	0
Peso della fondazione x 1,3	0	0	0,01	0,01
<b>TOTALI</b>	<b>121,28</b>	<b>241,06</b>	<b>324,33</b>	<b>593,72</b>

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ESTERNE			Descrizione delle sezioni		Aree dei ferri		Tensioni		Fessurazione	
	Med	Ned	Ved	H	Y	A1	A2	$\sigma_a$	$\sigma_c$	Ricoprimento	apertura fessure
	[kNm]	[kN]	[kN]	altezza totale	altezza utile	lato terrapieno	lato facc. o inf. Platea	acciaio	calcestruz.		
	[kNm]	[kN]	[kN]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]	[mm]
1	100,6	47,8	65,2	72,1	64,8	14,51	3,14	102	3,18	38	0
2	65,4	0	108,8	41	35,7	21,49	5,34	92	4,1	41	0
3	19,7	0	53,3	21,1	15,8	9,24	5,34	141	6,57	41	0
4	12,1	16,2	15,7	47,4	40,6	6,28	3,14	42	1,23	38	0
5	43,6	30,5	37,3	58,6	49,9	11,37	3,14	73	2,36	38	0



ALLEGATO 11

Verifica SLE combinaz. QUASI PERMANENTE	
Calcolo delle azioni sulla struttura	
Coefficiente di spinta attiva della terra	K <sub>1</sub> 0,418
agente su una sezione ideale R-S di altezza	H <sub>3</sub> 5,96m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	O <sub>3</sub> -
Coefficiente di spinta attiva sulla fondazione	K <sub>3</sub> 0,295

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)				
Componenti	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze [kN]	Momenti [kNm]	Forze [kN]	Momenti [kNm]
Spinta del terreno su sez R-S x 1,3	120,49	239,49	58,21	168,83
Peso struttura (parete+platea) x 1,3	0	0	39,78	38,14
Peso terra e sovraccarico x 1,3-1,5	0	0	225,47	384,23
Spinta della terra sulla fondazione x 1,3	0	0	0	0
Peso della fondazione x 1,3	0	0	0,01	0,01
<b>TOTALI</b>	<b>120,49</b>	<b>239,49</b>	<b>323,46</b>	<b>591,2</b>

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ESTERNE			Descrizione delle sezioni		Aree dei ferri		Tensioni		Fessurazione	
	Med	Ned	Ved	H	Y	A1	A2	σ <sub>a</sub>	σ <sub>c</sub>	Ricoprimento	apertura fessure
				altezza totale	altezza utile	lato terrapieno	lato facc. o inf. Platea	acciaio	calcestruz.		
	[kNm]	[kN]	[kN]	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]	[mm]
1	100,6	47,8	65,2	72,1	64,8	14,51	3,14	102	3,18	38	0
2	65,4	0	108,8	41	35,7	21,49	5,34	92	4,1	41	0
3	19,7	0	53,3	21,1	15,8	9,24	5,34	141	6,57	41	0
4	12,1	16,2	15,7	47,4	40,6	6,28	3,14	42	1,23	38	0
5	43,6	30,5	37,3	58,6	49,9	11,37	3,14	73	2,36	38	0



ALLEGATO 12

Verifica sismica	
Calcolo delle azioni sulla struttura	
Coefficiente di spinta attiva della terra	$K_1$ 0,606
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3$ 6,28m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3$ 25,42°
Coefficiente di spinta attiva sulla fondazione	$K_3$ 0,369

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)				
Componenti	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
Spinta del terreno su sez R-S x 1,3	194,6	460,5	92,5	267
Peso struttura (parete+platea) x 1,3	3,6	4,3	39,8	33,8
Peso terra e sovraccarico x 1,3-1,5	23,1	64	257,1	391,7
Spinta della terra sulla fondazione x 1,3	0	0	0	0
Peso della fondazione x 1,3	0	0	0	0
<b>TOTALI</b>	<b>221,3</b>	<b>528,9</b>	<b>389,3</b>	<b>692,6</b>

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ESTERNE				Descrizione delle sezioni					Aree dei ferri			Sollecitazioni resistenti	
	Med	Medu	Ned	Ved	H	d	B5	bw	X1	A1	A2	A3	Mrd	Vrd
	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	altezza totale	altezza utile	lato compresso	larghezza a taglio	asse neutro	lato terrapieno	lato facc. o inf. Platea	staffe	bar.	[kN]
1	310,9	310,9	72,4	136,1	72,1	64,8	118,5	18,5	5,96	14,51	3,14	7,32	371	159,4
2	202,1	202,1	0	207,4	41	35,7	125	102,8	6,47	21,49	5,34	12,7	278,2	239,6
3	18,6	18,6	0	34,9	21,1	15,8	125	43,2	3,69	9,24	5,34	9,85	57,4	55
4	53,7	61,4	22,7	42,1	47,4	40,6	115	15	3,27	6,28	3,14	3,96	100,8	57
5	150,8	191,3	45,6	84,1	58,6	49,9	116,6	16,6	4,68	11,37	3,14	3,96	221,8	94