



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

AUTOSTRADA A3 SALERNO - REGGIO CALABRIA AMMODERNAMENTO DEL TRONCO 1°- TRATTO 6° - LOTTO 3°

NUOVO SVINCOLO DI PADULA-BUONABITACOLO AL KM 103+200
(COLLEGAMENTO DELLA S.S. 517 "BUSSENTINA" CON LA A3)

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE CENTRALE PROGETTAZIONE

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. PIA IASIELLO
Ordine Ing. di Foggia n. 1895

Dott. Ing. GIANFRANCO FUSANI
Ordine Ing. di Roma n. 18008

Dott. Arch. GIANLUCA BONOLI
Ordine Arch. di Roma n. 16639

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. STEFANO SERANGELI
Ordine Geol. del Lazio n. 659

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.

Dott. Arch. FRANCESCA IETTO
Ordine Arch. di Roma n. 15857

Dott. Ing. GINEVRA BERETTA
Ordine Ing. di Roma n. 20458

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. FABIO QUONDAM

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Dott. Ing. ANTONIO VALENTE

PROTOCOLLO

DATA

GRUPPO DI PROGETTAZIONE ANAS

Ing. Luca Zampaglione	- Responsabile di Progetto
Ing. Francesca Bario	- Strutture
Ing. Francesco Bezzi	- Impianti
Ing. Pierluigi Fabbro	- Interferenze
Ing. Fiorenzo Forcone	- Monitoraggio Ambientale
Ing. Gabriele Giovannini	- Cartografia
Ing. Attilio Petrillo	- Idraulica
Arch. Roberto Raggi	- Sicurezza
Geom. Valerio Altomare	- Espropri
Geom. Alessandro Cortese	- Geotecnica
Geom. Michele Pacelli	- Strade
Geom. Marco Spinucci	- Computi, Stime e Capitolati

RESPONSABILI UNITA' DI INGEGNERIA :

Ing. Fulvio Maria Soccodato	- Ingegneria Territorio
Ing. Alessandro Micheli	- Ingegneria Geotecnica e Impianti
Ing. Achille Devitofranceschi	- Ingegneria Opere Civili
Geom. Fabio Quondam	- Ingegneria Computi, Stime e Capitolati

OPERE D'ARTE MINORI SCATOLARI TOMBINO A TRE CANNE RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00_OM03_STR_RE01_A		
LO411J	D	1101	CODICE ELAB. T00OM03STRRE01	A	VAR
D	-	-	-	-	-
C	-	-	-	-	-
B	-	-	-	-	-
A	EMISSIONE	GIU 2012	Arch. G. Bonoli	Ing. F. Bario	Ing. Devitofranceschi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1. GENERALITA'	3
1.1 PREMESSA	3
1.2 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	4
1.3 PRESCRIZIONI SUI MATERIALI STRUTTURALI	4
1.4 RIFERIMENTI NORMATIVI	4
2. ANALISI DEI CARICHI	5
2.1 CARICHI PERMANENTI	5
2.2 AZIONI DA TRAFFICO	5
2.3 AZIONE SISMICA	7
2.4 COMBINAZIONE DI CARICO.....	9
3. TOMBINO SCATOLARE	10
3.1 MODELLO DI CALCOLO	10
3.2 VERIFICHE DI RESISTENZA.....	12
3.3 VERIFICA DI FESSURAZIONE.....	15
3.4 MURI D'ALA	16
3.5 PRESSIONI SUL TERRENO DI FONDAZIONE	19

1. GENERALITA'

1.1 PREMESSA

La seguente relazione descrive le caratteristiche dell'intervento e riporta i calcoli di stabilità e le verifiche di resistenza del tombino di dimensioni 13.4 x 4.20m di nuova realizzazione, previsto nell'ambito dei lavori per la realizzazione del nuovo svincolo di Padula - Buonabitacolo al km 103+200 sull'Autostrada A3 Salerno Reggio Calabria.

Gli interventi sono stati progettati in ottemperanza a quanto previsto dalle "Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni" di cui al D.Min.Infrastrutture del 14 gennaio 2008.

La presente opera strutturale è stata progettata per una vita nominale $V_N \geq 50$ anni e considerata con una Classe d'uso IV con riferimento alle conseguenze di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche.

Ai fini della determinazione dell'azione sismica di progetto prevista dalla Normativa (D.M.14/01/2008) il profilo stratigrafico del suolo di fondazione (alla cui relazione geologica si rimanda per i dettagli) a meno del primo strato superficiale di profondità pari a circa 5m, può rientrare, nella categoria C "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fine mediamente consistenti".

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni basati sulla elasticità lineare dei materiali. L'azione sismica è stata calcolata mediante un'analisi statica.

Le verifiche degli elementi strutturali sono state eseguite con il metodo semiprobabilistico agli stati limite (ultimi e di esercizio); infine per i particolari costruttivi si rimanda agli allegati elaborati grafici di progetto.

1.2 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Per risolvere l'interferenza stradale nell'ambito del progetto del nuovo svincolo autostradale, è emersa la necessità di realizzare un nuovo tombino scatolare tri-canna che permetta il passaggio del fosso esistente.

Dal punto di vista strutturale, il presente progetto consiste nella realizzazione sotto il nuovo corpo stradale di un ramo dello svincolo, di un nuovo tombino con struttura scatolare in c.a. di dimensioni esterne complessive pari a 13,4m x 4,2m. La struttura è caratterizzata dalla presenza di tre differenti canne con dimensioni interne pari a 3,0 x 3,0m per le due canne esterne e 5,0 x 3,0m per quella interna. Gli spessori della soletta superiore, dei ritti e della fondazione sono pari a 60cm.

La pavimentazione sovrastante di spessore pari a 11cm sarà realizzata su uno strato di ricoprimento con spessore variabile tra 55cm e 120cm.

Alle estremità del sottovia sono presenti i muri d'imbocco di lunghezza adeguata, con profilo superiore inclinato $l/h=2/1$.

1.3 PRESCRIZIONI SUI MATERIALI STRUTTURALI

Opere in c.a.

Calcestruzzo gettato in opera

Magrone di sottofondazione e rinfiaccio: **C 12/15** (ex Rck 150)

Strutture in c.a.: **C 25/30** (ex Rck 300)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio in barre ad aderenza migliorata

tipo **B450C** (FeB 44k)

$$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

1.4 RIFERIMENTI NORMATIVI

Le opere sono progettate e verificate in ottemperanza a quanto previsto dalle "Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni" di cui al D.Min.Infrastrutture del 14 gennaio 2008 e dalla Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

2. ANALISI DEI CARICHI

2.1 CARICHI PERMANENTI

Nel calcolo delle sollecitazioni agenti sul sottovia sono stati considerati i seguenti carichi caratteristici:

- peso unitario calcestruzzo armato	25,0 kN/m ³
- sovrastruttura stradale (0,11m x 20,0kN/m ³)	2,2 kN/m ²
- ricoprimento $s_{\text{medio}} = 110\text{cm}$	20,9 kN/m ²

L'interazione della struttura con il terreno è stata valutata considerando i seguenti parametri geotecnici:

- peso specifico	19,0 kN/m ³
- angolo di attrito	35°

Il coefficiente di spinta viene calcolato utilizzando la formula $k_0 = 1 - \sin \varphi$, per cui si ottiene un valore di $k_0 = 0,426$.

La spinta del terreno sui ritti è stata calcolata con riferimento al coefficiente di spinta a riposo k_0 e presenta i seguenti valori di minimo e massimo:

$$\sigma_{\text{min}} \quad 19 \times 0,426 \times (1,10\text{m} + 0,30\text{m}) = 11,33 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sigma_{\text{max}} \quad \sigma_{\text{min}} + 19 \times 0,426 \times 3,6 = 40,47 \text{ kN/m}^2.$$

2.2 AZIONI DA TRAFFICO

Nel calcolo delle sollecitazioni è stato considerato un sovraccarico uniformemente distribuito di 20 kN/m² agente nella zona esterna al sottovia e la corrispondente spinta agente sui ritti del sottovia mediante la formula $q = Q \times k_0$.

$$q = 20 \text{ kN/m}^2 \times 0,426 = 8,52 \text{ kN/m}^2$$

La valutazione dell'azione dovuta al frenamento è stata condotta, come previsto dalla Normativa, considerando il carico verticale totale agente sulla corsia di carico convenzionale n.1.

$$\begin{aligned} q_3 &= 0,6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0,10 \times q_{1k} \times w_1 \times L = \\ &= 0,6 \times 600\text{kN} + 0,1 \times 9,0 \text{ kN/m}^2 \times 3,0\text{m} \times 13,4\text{m} = 396 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tale forza è stata considerata uniformemente ripartita sulla lunghezza del tombino ottenendo un valore pari a $396 \text{ kN} / (13,40 \times 6,00\text{m}) = 4,93 \text{ kN/m}^2$.

Coerentemente con le indicazioni fornite dal D.M. 2008, per le azioni variabili da traffico stradale, il carico accidentale agente sulla soletta superiore è dato dal tandem di carico così composto:

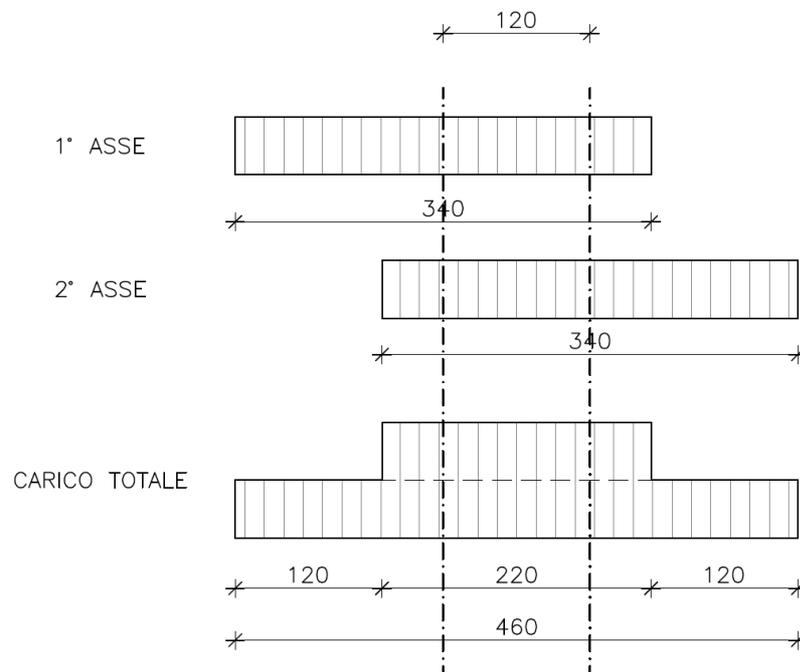
Corsia n.1 (larghezza $w = 3,0\text{m}$):

N.2 Carichi concentrati mobili in tandem a 1,20m: $2 \times Q_{1k} = 2 \times 300 \text{ kN}$
 Carico distribuito sulla luce dello scatolare: $q_{1k} = 9,0 \text{ kN/m}^2$

Il carico concentrato viene applicato su un'impronta di larghezza pari a 40cm che si ripartisce con un angolo di 45° sulla soletta, sulla pavimentazione stradale e sullo strato di ricoprimento ottenendosi all'asse mediano strutturale, una larghezza di ripartizione trasversale pari a 3,4m. Tali carichi si ripartiscono su una lunghezza dello scatolare pari a 6,00m fornendo per il singolo asse un valore uniformemente ripartito pari a:

$$Q_{1k} / (3,40\text{m} \times 6,00\text{m}) = 14,7 \text{ kN/m}^2 \approx 15,0 \text{ kN/m}^2$$

L'effetto complessivo del carico tandem è stato considerato mediante un carico mobile costituito dalla sovrapposizione degli effetti dovuti ai due assi.



Il carico accidentale distribuito pari a $9,0 \text{ kN/m}^2$ agente sulla larghezza convenzionale della corsia di carico è stato ripartito sull'asse della soletta superiore fornendo un valore di $4,5 \text{ kN/m}^2$.

2.3 AZIONE SISMICA

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso.

Lo stato limite di esercizio considerato è così definito:

- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Lo stato limite ultimo considerato è così definito:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Si riportano di seguito i parametri sismici relativi alla struttura ed al sito in esame ed i diagrammi dei relativi spettri di progetto.

Coordinate geografiche	Long. 15°6445	Lat. 40°3060
Vita nominale	≥ 50 anni	
Classe d'uso	IV Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione particolarmente dopo un evento sismico	
Coefficiente d'uso	$C_u = 2,0$	

ANAS S.p.a. – Autostrada A3 Salerno Reggio Calabria
Nuovo svincolo di Padula-Buonabitacolo al Km 103+200
TOMBINO TRICANNA 13,4 x 4,2m - RELAZIONE DI CALCOLO

Categoria di sottosuolo **C** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fine mediamente consistenti

Categoria topografica **T1** Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$

DATI GENERALI	
Comune	PADULA
Latitudine	40,306°
Longitudine	15,6445°
Classi d'uso	Classe IV
C_u	2,00
Vita Nominale (V_N)	50
Periodo di riferimento (V_R)	100
Categoria sottosuolo	C
Categoria topografica	T1

Determinazione coefficiente S	SLO	SLD	SLV	SLC
S_S	1,50	1,50	1,29	1,15
$h/H \leq 1,00$ ($h=Q_{\text{sito}}$; $H=Q_{\text{rilievo}}$)	1,00	1,00	1,00	1,00
S_T	1,00	1,00	1,00	1,00
$S = S_S \times S_T$	1,50	1,50	1,29	1,15

Parametri che definiscono l'azione sismica				
Stato Limite	SLO	SLD	SLV	SLC
P_{VR}	81%	63%	10%	5%
T_R	60	101	949	1950
a_g	0,075	0,098	0,292	0,383
F_0	2,375	2,373	2,341	2,41
T_C^*	0,307	0,328	0,398	0,422
T_B	0,159	0,166	0,189	0,196
T_C	0,476	0,498	0,566	0,589
T_D	1,900	1,992	2,768	3,132

L'accelerazione di progetto $a_{\max} = a_g \times S_S \times S_T$

Le azioni sismiche inerziali vengono computate tramite il coefficiente moltiplicativo dei pesi propri dello scatolare k_h che risulta pari a:

$$k_h = \beta_m \times a_g/g \times S_S \times S_T = 1,0 \times 0,292 \times 1,29 \times 1,00 = 0,377$$

L'incremento delle spinte dovuto al sisma può essere calcolato con le espressioni di Wood. Questa nel caso in cui il terreno a monte sia in condizioni prossime a quelle di riposo fornisce direttamente:

$$\Delta s = a_g/g \times S \times \gamma \times H^2 = 0,292 \times 1,29 \times 19 \times 4,20^2 = 126,25 \text{ kN/m}$$

considerata applicata solo come incremento su una parete e decremento sull'altra.

$$q_{\text{sismico}} = \Delta s / H = 126,25 / 4,20 = 30,06 \text{ kN/m}^2$$

2.4 COMBINAZIONE DI CARICO

I carichi applicati sono stati combinati secondo i criteri indicati dalla Normativa vigente relativa ai ponti autostradali per gli Stati Limite Ultimi e di Esercizio e per la combinazione in fase sismica.

Di seguito si riportano le combinazioni di carico adottate per le verifiche allo stato limite ultimo:

Combinazioni Stato Limite Ultimo					
condizioni di carico	1	2	3	4	5
peso proprio + perm.	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00
falda + spinta terreno	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00
Carico Mobile Q_{1k}		1,35	1,35	1,00	
Carico Mobile q_{1k}		1,35	1,35	1,00	
sovraccarico terreno sn		1,35	1,35	1,00	
sovraccarico terreno dx		1,35			
frenatura				1,35	
sisma					1,00

Le verifiche allo stato limite di esercizio sono state condotte utilizzando le seguenti combinazioni di carico.

Combinazioni Stato Limite di Esercizio					
condizioni di carico	Quasi Permanente			Frequente	
	1	2	3	4	5
peso proprio + perm.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
falda + spinta terreno	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Carico Mobile Q_{1k}				0,75	0,75
Carico Mobile q_{1k}				0,75	0,75
sovraccarico terreno sn		1,00	1,00	0,75	0,75
sovraccarico terreno dx		1,00		0,75	
frenatura					0,75
sisma					

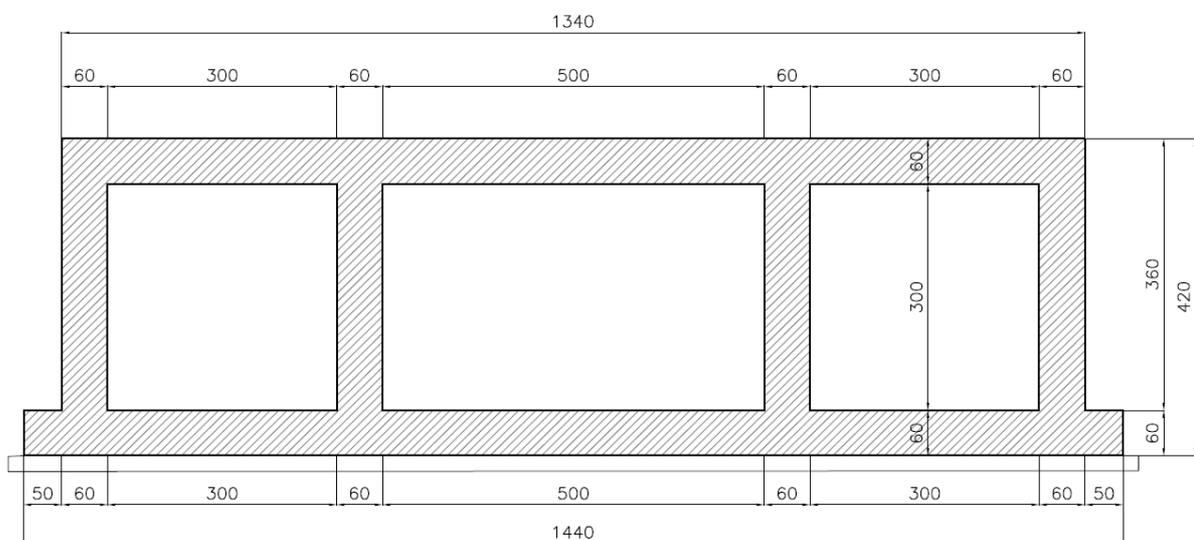
3. TOMBINO SCATOLARE

3.1 MODELLO DI CALCOLO

La struttura del tombino è costituita da uno scatolare con tre canne con dimensioni esterne pari a 13,40 x 4,20m con spessore degli elementi pari a 60cm.

Le canne esterne hanno dimensioni interne nette pari a 3,0 x 3,0m, mentre quella interna da dimensioni pari a 5,0 x 3,0m.

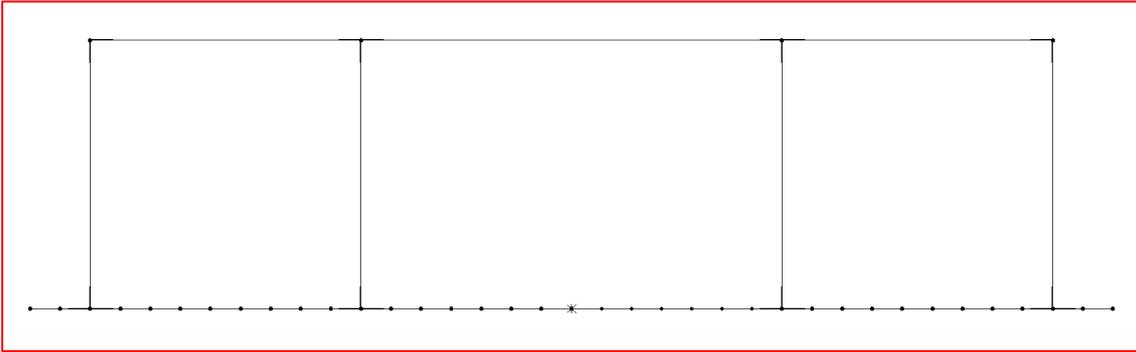
Per il calcolo della struttura si fa riferimento ad una striscia di calcolo disposta ortogonalmente all'asse longitudinale dello scatolare.



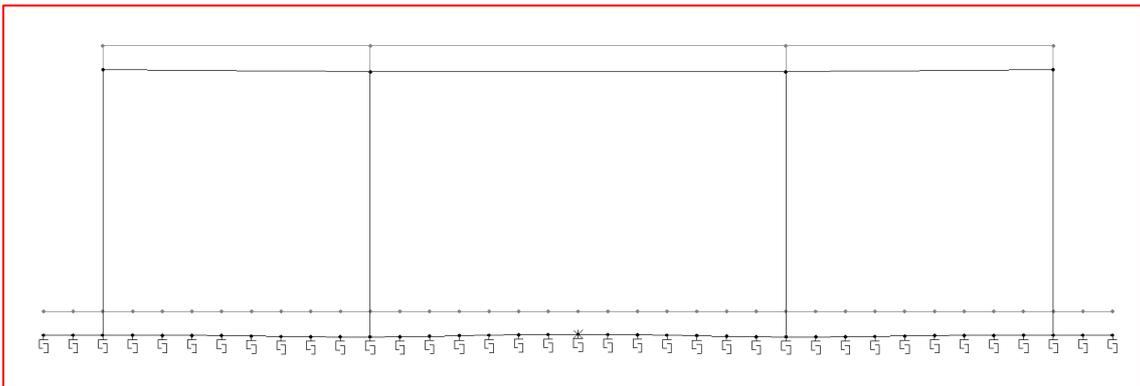
Per il calcolo delle sollecitazioni e delle verifiche (N, M, T) si assume la geometria comprensiva degli spessori delle “predalle” (ove il sistema costruttivo le preveda).

Il calcolo delle sollecitazioni è stato svolto mediante il codice di calcolo SAP2000 utilizzando elementi finiti monodimensionali con le caratteristiche geometriche proprie delle sezioni costituenti il tombino. L'interazione con il terreno di fondazione è stata modellata assegnando agli elementi della soletta di fondazione delle molle elastiche alla Winkler reagenti esclusivamente a compressione con una rigidezza estensionale pari a 25.000 kN/m³.

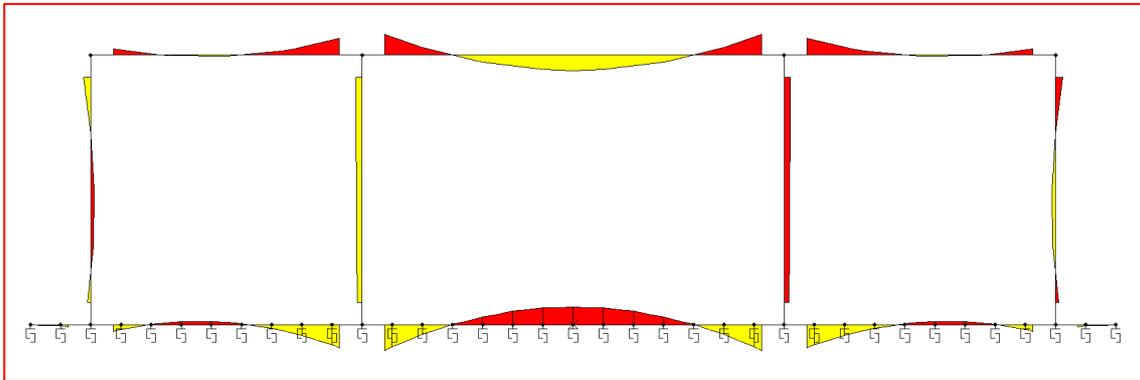
ANAS S.p.a. – Autostrada A3 Salerno Reggio Calabria
Nuovo svincolo di Padula-Buonabitacolo al Km 103+200
TOMBINO TRICANNA 13,4 x 4,2m - RELAZIONE DI CALCOLO



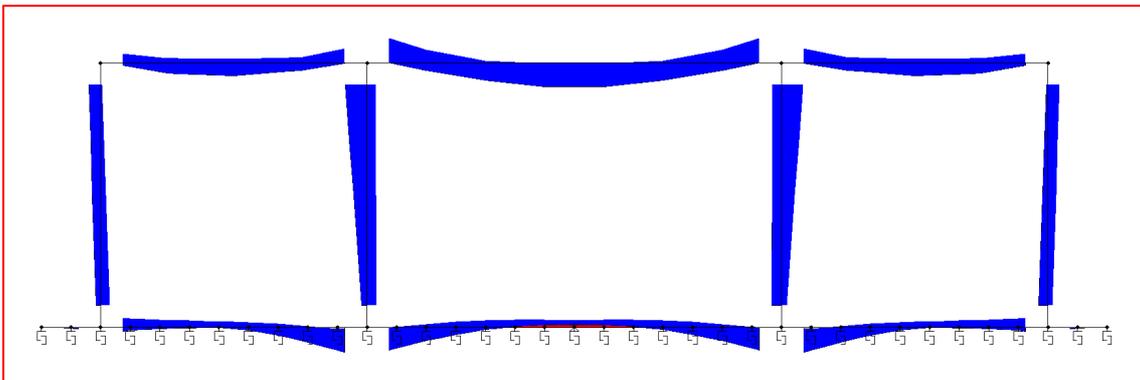
Modello di calcolo



Configurazione Deformata – Carichi Permanenti



Momento Flettente – Carichi Permanenti



Momento Flettente – Carichi Mobili

3.2 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si riportano le verifiche sezionali per gli elementi costituenti gli elementi dello scatolare.

SOLETTA SUPERIORE

Armatura soletta: 1+1 $\Phi 20 / 20$

$$M_{Rd} = 249,6 \text{ kNm}$$

Riepilogo sollecitazioni riferite ad un metro di profondità:

Momento massimo negativo

$$M_{max}^- = -183,9 \text{ kNm} \quad \text{c.s.} = 1,36$$

Momento massimo positivo

$$M_{max}^+ = 132,7 \text{ kNm} \quad \text{c.s.} = 1,88$$

Sezione in C.A.	
Verifiche allo stato limite ultimo di taglio	
VERIFICA CON STAFFE	

Materiali (Unità N,mm)			
Calcestruzzo ord.		Acciaio	
$f_{ck} =$	25	$f_{yk} =$	450
$\gamma_c =$	1,50	$\gamma_s =$	1,15
$f_{cd} =$	14,17	$f_{yd} =$	391

Dati sezione	
Altezza utile sezione (cm)	50
B_{min} della sezione in zona tesa (cm)	100
Armatura longitudinale (cm ²)	15,17
Diametro staffe (mm)	12
Bracci	2,5
Passo (cm)	20
Area staffe al metro (cm ² /m)	14,14
Sollecitazioni	
Sforzo Normale di compressione (kN)	0
Taglio di calcolo V_{sd} (kN)	221
σ_{cp} tensione media di compressione (N/mm ²)	0,00
α_{cw}	1,00
τ_{media} tensione di taglio media (N/mm ²)	0,49
σ_1 tensione principale di trazione (N/mm ²)	0,49
θ angolo bielle compresse	45,00
$\cot \theta$ ($1 < \cot \theta < 2,5$)	1,00
Verifiche allo SLU per taglio $V_{Rd} > V_{sd}$	
$V_{Rd,s}$ (kN)	249
$V_{Rd,max}$ (kN)	1594
V_{Rd} (kN) = $\min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max})$	249
Coefficiente di sicurezza (V_{Rd} / V_{sd})	1,13

PARETI

Armatura pareti: 1+1 $\Phi 20 / 20$

Riepilogo sollecitazioni riferite ad un metro di profondità:

Momento massimo negativo

$$M_{\max}^- = -124,1 \text{ kNm}$$

$$N = -358,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 249,6 \text{ kNm (N costante)}$$

c.s. = 2,52

Momento massimo positivo

$$M_{\max}^+ = 116,0 \text{ kNm}$$

$$N = -214,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 287,7 \text{ kNm (N costante)}$$

c.s. = 2,48

Sezione in C.A.
Verifiche allo stato limite ultimo di taglio
VERIFICA SENZA ARMATURA

Materiali (Unità N,mm)	
Calcestruzzo ord.	Acciaio
$f_{ck} = 25$	$f_{yk} = 450$
$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_s = 1,15$
$f_{cd} = 14,17$	$f_{yd} = 391$

Dati sezione	
Altezza utile sezione (cm)	50
B_{\min} della sezione in zona tesa (cm)	100
Armatura tesa (cm ²)	15,17
Sforzo Normale di compressione (kN)	99,3
σ_{cp} tensione media di compressione (N/mm ²)	0,20

Verifiche allo SLU per taglio $V_{Rd,c} > V_{sd}$	
Taglio di calcolo V_{sd} (kN)	116,10
Taglio resistente $V_{Rd,c}$ (kN)	207,34
Coefficiente di sicurezza (V_{Rd} / V_{sd})	1,79

SOLETTA DI FONDAZIONE

Armatura soletta: 1+1 $\Phi 20 / 20$

$$M_{Rd} = 249,6 \text{ kNm}$$

Momento massimo positivo

$$M_{\max}^- = 198,5 \text{ kNm} \quad \text{c.s.} = 1,26$$

Momento massimo negativo

$$M_{\max}^+ = -98,1 \text{ kNm} \quad \text{c.s.} = 2,54$$

Sezione in C.A.
Verifiche allo stato limite ultimo di taglio
VERIFICA CON STAFFE

Materiali (Unità N,mm)	
Calcestruzzo ord.	Acciaio
$f_{ck} = 25$	$f_{yk} = 450$
$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_s = 1,15$
$f_{cd} = 14,17$	$f_{yd} = 391$

Dati sezione	
Altezza utile sezione (cm)	50
B_{\min} della sezione in zona tesa (cm)	100
Armatura longitudinale (cm ²)	15,17
Diametro staffe (mm)	12
Bracci	2,5
Passo (cm)	20
Area staffe al metro (cm ² /m)	14,14
Sollecitazioni	
Sforzo Normale di compressione (kN)	0
Taglio di calcolo V_{sd} (kN)	226
σ_{cp} tensione media di compressione (N/mm ²)	0,00
α_{cw}	1,00
τ_{media} tensione di taglio media (N/mm ²)	0,50
σ_1 tensione principale di trazione (N/mm ²)	0,50
θ angolo bielle compresse	45,00
$\cot \theta$ ($1 < \cot \theta < 2,5$)	1,00
Verifiche allo SLU per taglio $V_{Rd} > V_{sd}$	
$V_{Rd,s}$ (kN)	249
$V_{Rd,max}$ (kN)	1594
V_{Rd} (kN) = $\min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max})$	249
Coefficiente di sicurezza (V_{Rd} / V_{sd})	1,10

3.3 VERIFICA DI FESSURAZIONE

Le verifiche di fessurazione sono state condotte considerando gli stati limite di esercizio nelle combinazioni quasi permanenti e frequenti. La Normativa fornisce per le diverse condizioni ambientali, il valore limite di apertura delle fessure.

La verifica è stata condotta considerando i seguenti valori limite:

- Condizioni ambientali: **aggressivo**
 Armatura: **poco sensibile**
 Combinazione frequente: **$w_d \leq w_2 = 0,3\text{mm}$**
 Combinazione quasi permanente: **$w_d \leq w_1 = 0,2\text{mm}$**

Verifica allo Stato Limite di Fessurazione			Soletta di copertura		Soletta di fondazione		Ritto	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f_{ck}	MPa	25		25		25	
Resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo: $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$	f_{ctm}	MPa	2,56		2,56		2,56	
Modulo di elasticità calcestruzzo: $E_{cm} = 22 ((f_{ck}+8)/10)^{0,3}$	E_{cm}	GPa	31,5		31,5		31,5	
Modulo di elasticità acciaio barre	E_s	GPa	210		210		210	
$\alpha_e = E_s/E_{cm}$	α_e		6,67		6,67		6,67	
Larghezza della sezione (nella parte interessata dalla fessurazione)	b	mm	1000		1000		1000	
Altezza totale della sezione	h	mm	600		600		600	
Armatura Tesa								
Copriferro netto barra longitudinale	c	mm	50		50		50	
Interasse tra le barre	s_t	mm	200		200		200	
Numero delle barre	n_s		5		5		5	
Diametro delle barre o diametro equival.: $\phi_{eq} = (n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2) / (n_1\phi_1 + n_2\phi_2)$	ϕ_s	mm	20		20		20	
Altezza utile della sezione: $d = h - c - \phi_s/2$	d	mm	540		540		540	
Area di armatura	A_s	mm ²	1571		1571		1571	
Armatura Compresa								
Copriferro netto barra longitudinale	c	mm	50		50		50	
Interasse tra le barre	s_t	mm	200		200		200	
Numero delle barre	n_s		5		5		5	
Diametro delle barre o diametro equival.: $\phi_{eq} = (n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2) / (n_1\phi_1 + n_2\phi_2)$	ϕ_s	mm	20		20		20	
Altezza utile della sezione: $d = c + \phi_s/2$	δ	mm	60		60		60	
Area di armatura	A_s	mm ²	1571		1571		1571	
$k_1=0,8$ per barre ad aderenza migliorata	k_1		0,8		0,8		0,8	
$k_2=0,5$ per flessione; $k_2=1,0$ per trazione semplice; $k_2=(\epsilon_1+\epsilon_2)/2\epsilon_1$ per traz.eccentr.	k_2		1		1		1	
Combinazione SLE			quasi perm.te	freq.te	quasi perm.te	freq.te	quasi perm.te	freq.te
Momento di calcolo	M_d	kNm	77,19	132,08	92,8	143,97	24,72	79,41
Sforzo Assiale di Calcolo	N_d	kN	0	0	0	0	200	273
Tensione nell'armatura tesa (considerando la sezione fessurata)	σ_s	MPa	97	165	116	180	0	24
Altezza dell'asse neutro dal lembo compresso	x	mm	93	93	93	93	541	225
$k_t=0,6$ per carichi di breve durata; $k_t=0,4$ per carichi di lunga durata	k_t		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Altezza efficace cls teso attorno all'armatura: $h_{c,eff} = \min(2,5(h-d); (h-x)/3; h/2)$	$h_{c,eff}$	mm	150	150	150	150	20	125
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura: $A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff}$	$A_{c,eff}$	mm ²	150000	150000	150000	150000	19621	125034
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	ρ_{eff}		0,0105	0,0105	0,0105	0,0105	0,0801	0,0126
Deformazione unitaria media delle barre: $\epsilon_{sm} = (\sigma_s - k_t(f_{ctm}/\rho_{p,eff})(1+\alpha_e\rho_{eff}))/E_s$; $\epsilon_{sm} \geq 0,6 \sigma_s / E_s$	ϵ_{sm}		0,0003	0,0005	0,0003	0,0005	0,0000	0,0001
Distanza massima tra le fessure: $\Delta_{s,max} = 3,4c + 0,425k_1k_2\phi/\rho_{eff}$ per $s_t \leq 5(c+\phi/2)$; $\Delta_{s,max} = 1,3(h-x)$ per $s_t > 5(c+\phi/2)$	$\Delta_{s,max}$	mm	494,7	494,7	494,7	494,7	212,5	440,6
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure: $w_d = \Delta_{s,max} \epsilon_{sm}$	w_d	mm	0,14	0,23	0,16	0,25	0,00	0,03
Massima ampiezza delle fessure:	w_{max}	mm	0,20	0,30	0,20	0,30	0,20	0,30

3.4 MURI D'ALA

Si riporta il calcolo delle sollecitazioni e la verifica a pressoflessione per la condizione più gravosa per i muri d'ala.

Il calcolo è stato eseguito considerando uno schema statico di mensola utilizzando i seguenti valori per i coefficienti di spinta del terreno.

Coefficienti di spinta (teoria di Mononobe-Okabe)		
Dati sismici		
Accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido	a_g / g	0,292
Coeff. di riduzione	β_m	0,31
Coeff. di amplificazione stratigrafica	S_S	1,29
Coeff. di amplificazione topografica	S_T	1
Coefficienti sismici		
$k_h = \beta_m S_S S_T a_g / g$		0,117
$k_v = \pm 0,5 k_h$		$\pm 0,058$
Dati geotecnici		
Angolo di resistenza al taglio in comb M1 ($\varphi = \varphi_k$)	φ_1	35,0 °
Angolo di resistenza al taglio muro-terreno in comb M1	δ_1	17,5 °
Angolo della parete interna	ψ	90,0 °
Angolo d'inclinazione del terreno a monte	β	0,0 °
Angolo di comportamento sismico ($\theta_A = \arctg(k_h / (1 + k_v))$)	θ_A	6,3 °
Angolo di comportamento sismico ($\theta_B = \arctg(k_h / (1 - k_v))$)	θ_B	7,1 °
Coefficienti di spinta		M1
Spinta a riposo	K_o	0,426
Spinta attiva in condizione statica ($\theta = 0$)	$K_{a_{ST}}$	0,246
Spinta attiva in condizione sismica ($\theta = \theta_A$)	K_{a_A}	0,312
Spinta attiva in condizione sismica ($\theta = \theta_B$)	K_{a_B}	0,322
Spinta passiva in condizione statica ($\theta = 0$)	$K_{p_{ST}}$	3,690
Spinta passiva in condizione sismica ($\theta = \theta_A$)	K_{p_A}	3,472
Spinta passiva in condizione sismica ($\theta = \theta_B$)	K_{p_B}	3,445
<i>combinazione M1 ($\varphi = \varphi_1 = \varphi_k$)</i>		

Muro d'ala - Calcolo delle sollecitazioni

Caratteristiche Geometriche	
H_{max} (m)	3,2
$H_{calcolo}$ (m)	2,9
s (m)	0,4

γ (kN/m ³)	19,0
k_{aST}	0,246
$k_{aSismico}$	0,312

Coefficienti Sismici	
k_h	0,117
k_v	0,058

S_{ST} (kN)	19,4	Spinta del terreno in fase statica
S_{Sisma} (kN)	26,06	Spinta del terreno in fase sismica

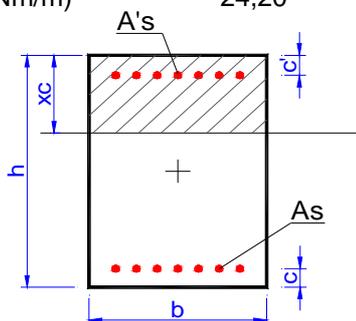
Azioni allo Spiccato del Muro

Condizione di Esercizio

N (kN/m)	37,44
V (kN/m)	25,21
M (kNm/m)	24,20

Condizione Sismica

N (kN/m)	28,8
V (kN/m)	29,42
M (kNm/m)	29,86



Geometria della sezione		
		[cm]
Altezza	h	40
Base	b	100

Sollecitazioni		
M	29,86	[kNm]
N	28,8	[kN]

Armatura tesa As			
n°ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
5	16	10,05	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		10,05	

Armatura compressa A's			
n°ferri	Diametro [mm]	Area [cm ²]	copriferro [cm]
5	16	10,05	5
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		0,00	
		10,05	

Materiali								
C25/30	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fcc/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
	1,5	0,85	30	25	14,2	0,8	0,200%	0,350%
B450C	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{uk}	α_s	$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \alpha_s$
	1,15	210000	450	391,3	0,186%	7,500%	1	7,500%

- N costante
 e costante

N ultimo	xc
28,8 [kN]	4,46 [cm]
M ultimo	FS
138,4 [kNm]	4,63

Sezione in C.A.
Verifiche allo stato limite ultimo di taglio
VERIFICA SENZA ARMATURA

Materiali (Unità N,mm)			
Calcestruzzo ord.		Acciaio	
$f_{ck} =$	25	$f_{ywk} =$	450
$\gamma_c =$	1,50	$f_{ywd} =$	391
$f_{cd} =$	14,17		

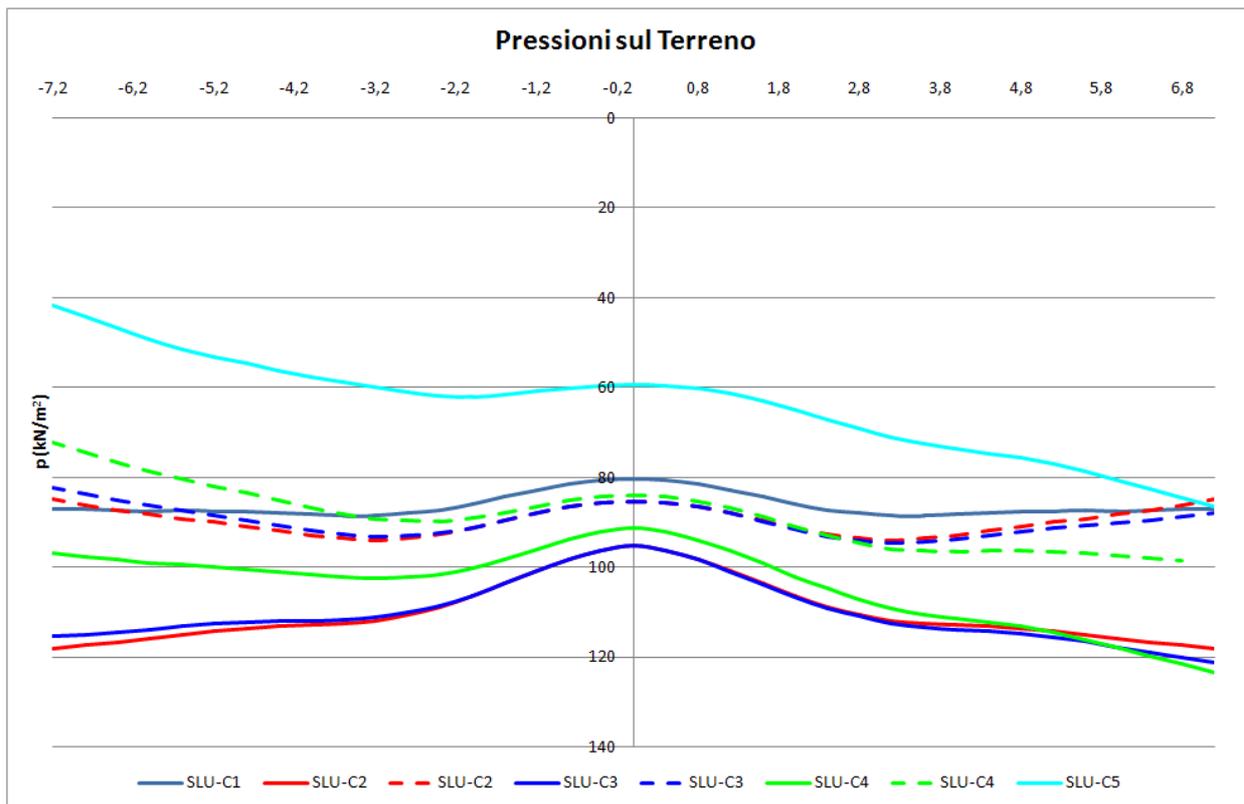
Dati sezione	
Altezza utile sezione (cm)	35
B_{min} della sezione in zona tesa (cm)	100
Armatura tesa (cm ²)	10,05
Sforzo Normale di compress. (kN)	28,8
σ_{cp} tensione media di compressione (N/mm ²)	0,08

Verifiche allo SLU per taglio $V_{Rd,c} > V_{sd}$	
Taglio di calcolo V_{sd} (kN)	29,42
Taglio resistente $V_{Rd,c}$ (kN)	146,84

3.5 PRESSIONI SUL TERRENO DI FONDAZIONE

Dal calcolo dello scatolare si ricavano i valori delle pressioni sul terreno di fondazione nelle differenti combinazioni di carico A1 considerate per gli stati limite ultimi.

Si riportano schematicamente i valori medi e massimi delle pressioni sul terreno.



Combinazione	$\sigma_{t,media}$ (kPa)	$\sigma_{t,max}$ (kPa)
SLU-C1	86,2	88,6
SLU-C2 <i>max</i>	109,9	118,1
SLU-C2 <i>min</i>	89,7	94,0
SLU-C3 <i>max</i>	109,9	121,2
SLU-C3 <i>min</i>	89,7	94,7
SLU-C4 <i>max</i>	103,8	123,4
SLU-C4 <i>min</i>	88,8	98,8
SLU-C5	63,9	86,4