

S.S.291 "Della Nurra"

Lavori di costruzione del Lotto 1 da Alghero ad Olmedo, in località bivio cantoniera di Rudas (completamento collegamento Alghero-Sassari) e del Lotto 4 tra bivio Olmedo e l'aeroporto di Alghero -Fertilia (bretella per l'aeroporto)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. CA29

PROGETTAZIONE: ATI: VIA - SERING - VDP - BRENG

PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma A27296)

MANDATARIA:

MANDANTE:

RESPONSABILE D'AREA

Responsabile Tracciato stradale: *Dott. Ing. Massimo Capasso*

(Ord. Ing. Prov. Roma 26031)

Responsabile Strutture: *Dott. Ing. Giovanni Piazza*

(Ord. Ing. Prov. Roma 27296)

Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: *Dott. Ing. Sergio Di Maio*

(Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)

Responsabile Ambiente: *Dott. Ing. Francesco Ventura*

(Ord. Ing. Prov. Roma 14660)



GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

MANDANTE:

MANDANTE:

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)



COORDINATORE ATTIVITA' DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. MariaAntonietta Merendino (Ord. Ing. Prov. Roma A28481)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Salvatore Campione.

IDROLOGIA E IDRAULICA
Relazione Idrologica

CODICE PROGETTO

NOME FILE

CA29_T00TM00STRRE01_A

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

DPCA00029 E 21

CODICE ELAB. T00TM00STRRE01

A

VARIE

D

C

B

A

EMISSIONE

GIU.2021

A.CECCOTTI

M.A.CUCCARO

G.PIAZZA

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1.	PREMESSE.....	4
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	9
2.1	Legislazione di carattere generale.....	9
2.2	Norme UNI.....	10
2.3	Norme emanate dal C.N.R.....	10
2.4	Bibliografia.....	10
3.	PROGRAMMA PER L'ANALISI AUTOMATICA.....	11
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	11
4.1	Calcestruzzo magro per sottofondazioni.....	12
4.2	Acciaio ordinario per armatura lenta B 450C.....	12
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	13
6.	AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	14
6.1	Parametri sismici.....	14
6.2	Analisi pseudostatiche.....	17
7.	CRITERI DI VERIFICA.....	18
7.1	Stato limite ultimo.....	18
7.1.1	Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione.....	18
7.1.2	Verifica per sollecitazioni taglianti.....	19
7.2	Stato limite d'esercizio.....	20
7.2.1	Valutazione della distanza media fra le fessure.....	22
7.2.2	Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura.....	23
7.2.3	Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio di calcolo).....	25
7.2.4	Ampiezza delle fessure.....	25
7.3	Metodologia per il calcolo dei muri.....	25
7.4	Verifiche geotecniche.....	26
7.4.1	Verifiche a ribaltamento.....	26
7.4.2	Verifiche a scorrimento.....	27

7.4.3	<i>Verifiche di capacità portante della fondazione</i>	27
8.	COMBINAZIONI DI CARICO	32
8.1	Combinazioni per la verifica allo SLU	32
9.	ANALISI DEI CARICHI – TOMBINI CON SOVRACCARICHI STRADALI	34
9.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	36
9.1.1	<i>Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati</i>	37
9.1.2	<i>Spinta delle terre</i>	38
9.1.3	<i>Carichi veicolari sulla soletta superiore</i>	38
9.1.4	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 40	
9.1.5	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 40	
9.1.6	<i>Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali</i>	43
9.1.7	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)</i>	44
9.1.8	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)</i>	44
9.1.9	<i>Definizione dei carichi di progetto</i>	46
9.1.10	<i>Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione</i>	47
9.1.11	<i>Carico da frenatura</i>	47
9.1.12	<i>Azione termica</i>	48
9.1.13	<i>Ritiro</i>	48
9.2	RISULTATI	51
10.	ANALISI DEI CARICHI – TOMBINI CON SOVRACCARICHI FERROVIARI	65
10.1	METODOLOGIA DI CALCOLO	66
10.2	RISULTATI	67
	ANALISI E VERIFICA DEI MURI DI IMBOCCO/SBOCCO	68
10.1	Descrizione della normativa e del metodo di calcolo	70
10.2	Descrizione del metodo di calcolo delle spinte	72
10.3	Descrizione del metodo di calcolo della portanza	74
11.	ALLEGATI	87
11.1	Verifiche Strutturali Tipologia 2x2 A, 2x2 B – modello di riferimento B_TP_01	87
11.2	Verifiche Strutturali Tipologia 2x3 – modello di riferimento C_TS_05	95
11.3	Verifiche Strutturali Tipologia 3x2 – modello di riferimento B_TP_03	102

11.4	Verifiche Strutturali Tipologia 2x1 – modello di riferimento SV_TS_01_ARST	115
11.5	Verifiche Geotecniche.....	123
11.5	Verifiche dei muri di imbocco/sbocco maggiormente sollecitati.....	128
11.5.1	<i>Verifiche muro di imbocco/sbocco per tipologia tombino 2x3</i>	<i>128</i>
11.5.2	<i>Verifiche muro di imbocco/sbocco per tipologia tombino 3x2</i>	<i>134</i>
11.5.3	<i>Verifiche muro di imbocco/sbocco per tipologia tombino 2x2 A</i>	<i>142</i>

S.S. n291 “Collegamento Sassari – Alghero - Aeroporto” Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia”		
CA29	Relazione di calcolo	

1. PREMESSE

La presente relazione di calcolo riporta e commenta i dati ed i risultati relativi alle analisi strutturali dei Sottovia da realizzarsi nell'ambito dei lavori di “S.S. n291 “Collegamento Sassari – Alghero - Aeroporto” Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia”.

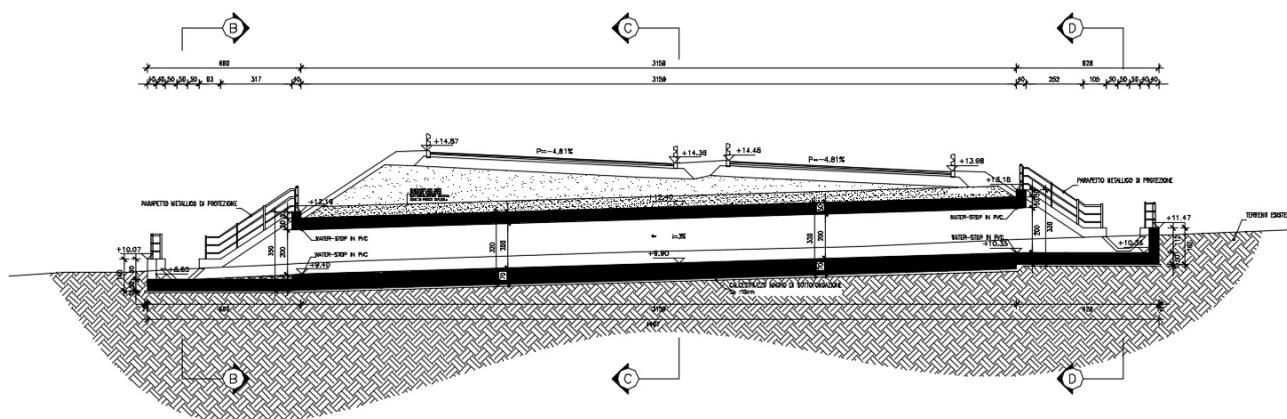
Le sezioni considerate al fine di realizzare i sottovia hanno dimensioni interne da 200x200cm, 200x100cm, 300x200cm e 200x300cm, a cui caso per caso andranno sommati gli spessori delle sezioni in cemento armato. Si considera inoltre un tombino di forma tubolare che verrà realizzato mediante l'impiego di conci prefabbricati in calcestruzzo armato vibrocompresso di cui verranno date indicazioni minime in termini di spessore e armature necessarie al garantire le prestazioni richieste da normativa. Verranno inoltre descritte le metodologie di realizzazione di tombini mediante la tecnica di microtunnelling nel caso di spingitubo e tubocamicia.

Viene adottata la seguente procedura che consente di ridurre opportunamente la progettazione di ciascun singolo tombino alla singola tipologia di tombino.

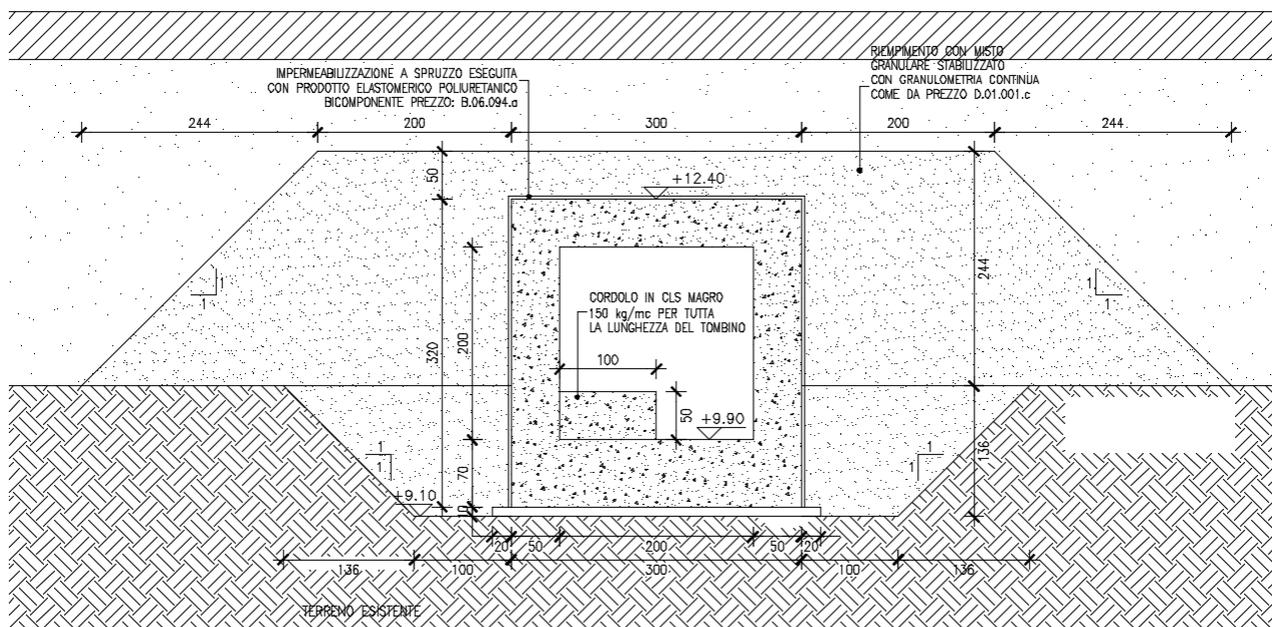
- 1) Per ciascun tombino si caratterizza il terreno di fondazione in base ai risultati delle indagini geognostiche disponibili, considerando per ciascuno l'indagine stratigrafica più vicina alla posizione del manufatto, il terreno viene inoltre classificato secondo i parametri di definizione dell'azione sismica (classe topografica, categoria sismica di suolo ecc...)
- 2) Viene svolta una completa analisi dei carichi secondo le metodologie di seguito riportate e con riferimento alle vigenti normative.
- 3) Per ciascuna tipologia di tombino viene determinato l'insieme delle azioni di progetto da considerare nella analisi strutturale come involucro delle azioni calcolate per ciascun singolo tombino.
- 4) Vengono dunque applicate tali azioni ad uno dei tombini appartenenti alla stessa tipologia, scelto come tombino di riferimento per la progettazione di tale tipologia. La scelta ricade, salvo casi specifici di seguito riportati, sul tombino avente lunghezza maggiore poiché in grado di sviluppare in modo maggiormente critico la condizione di trave inflessa su letto di molle (suolo elastico alla Winkler) analogamente a come le travi in elevazione di maggiore luce sono da ritenersi quelle maggiormente sollecitate.

Tale approccio risulta certamente cautelativo in quanto, come è chiaro dalla metodologia di determinazione dei carichi di seguito riportata, le azioni sul manufatto dovute ai sovraccarichi stradali e a quelle dovute all'altezza del rilevato sovrastante risultano inversamente proporzionali mentre invece, mediante l'utilizzo dell'involuppo dei carichi, le azioni massime possibili vengono considerate simultaneamente. La progettazione secondo tali azioni ha condotto ad incidenze comunque nell'ordine di grandezza di una progettazione basata sui singoli tombini e non sulle tipologie e pertanto i risultati ottenuti, seppur cautelativi, risultano accettabili e non pregiudicano l'economicità dell'opera.

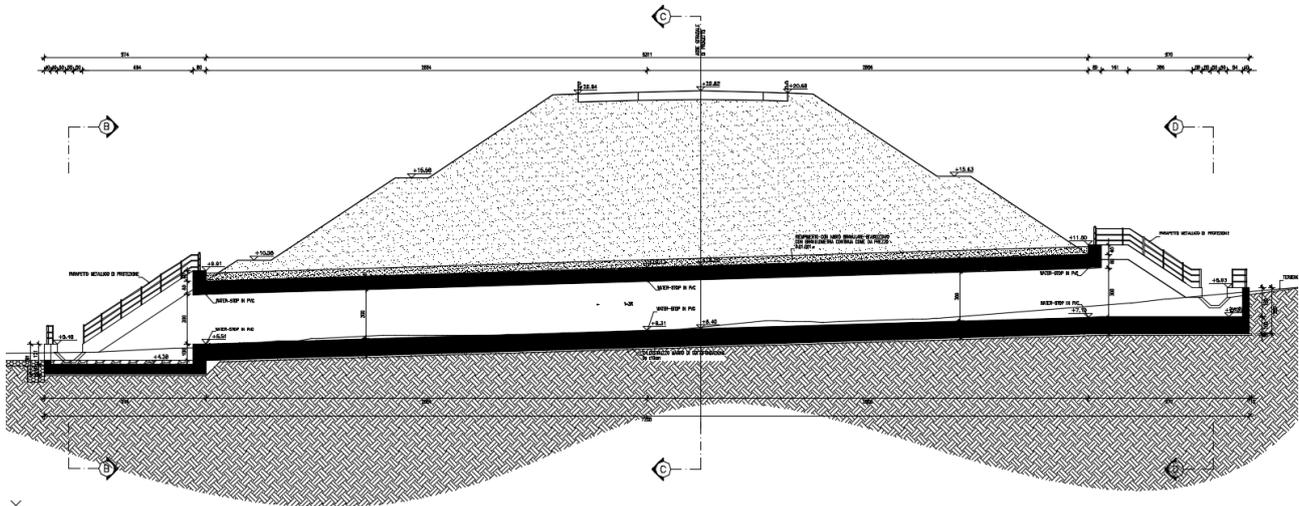
Si identificano i tombini assunti come riferimento per la realizzazione del modello numerico di calcolo e si riportano alcuni schemi indicativi della geometria di questi ultimi, rimandando agli elaborati grafici progettuali per i dettagli.



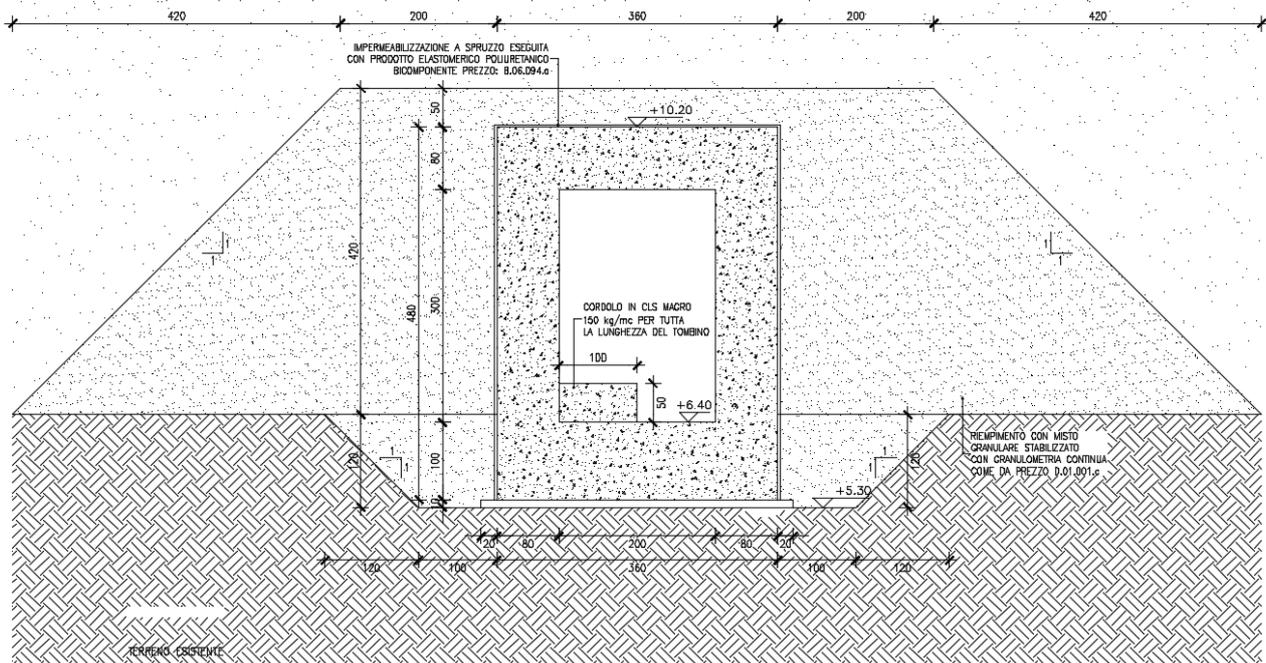
Sezione trasversale - TOMBINO TIPOLOGIA 2x2 A, 2x2 B – B_TP_01



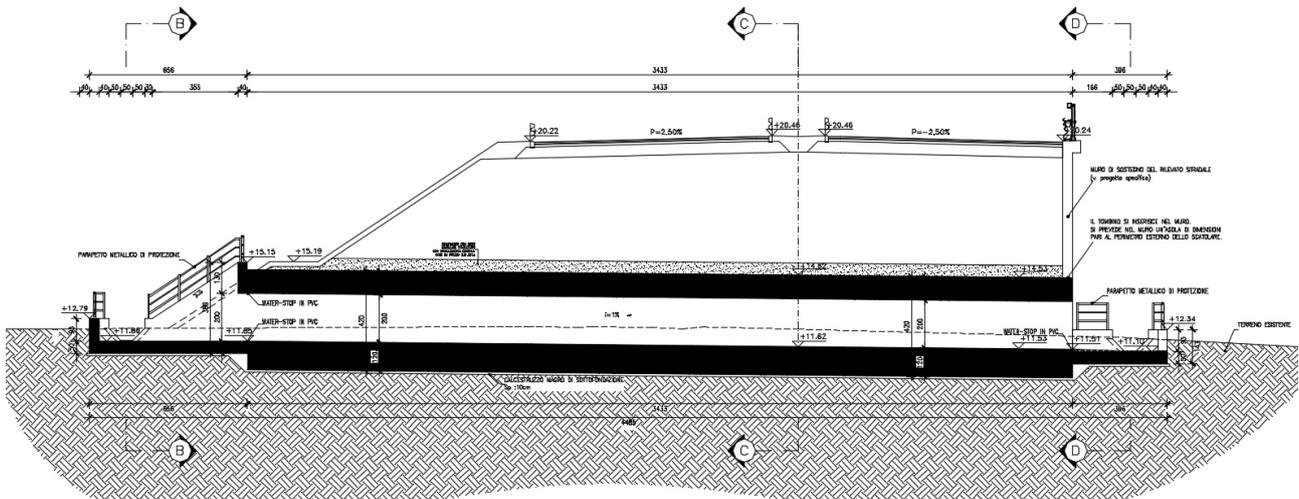
Sezione longitudinale - TOMBINO TIPOLOGIA 2x2 A, 2X2 B – B_TP_01



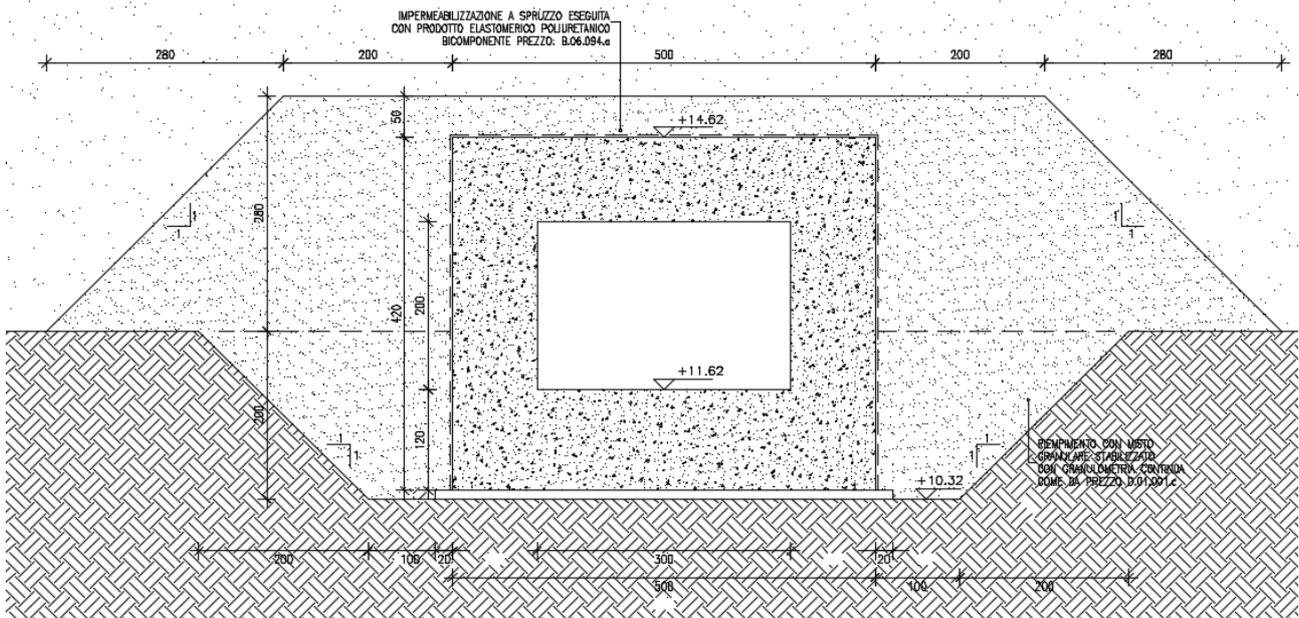
Sezione trasversale - TOMBINO TIPOLOGIA 2x3 – C_TS_05



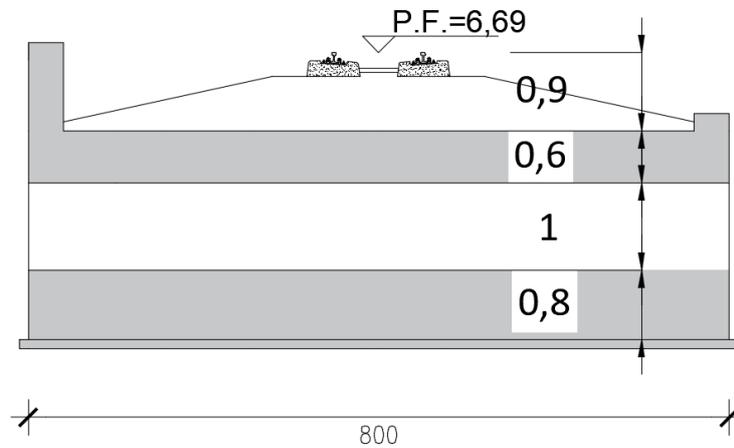
Sezione longitudinale - TOMBINO TIPOLOGIA 2x3 – C_TS_05



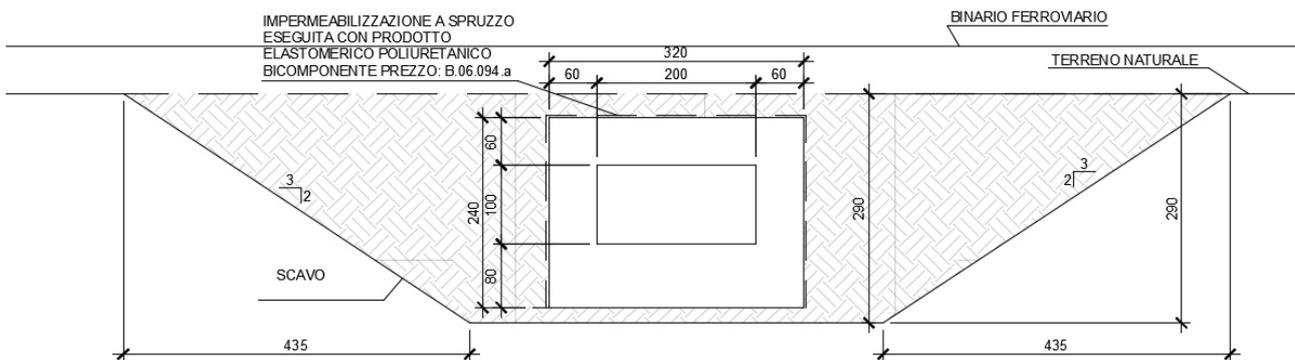
Sezione trasversale - TOMBINO TIPOLOGIA 3x2 – B_TP_03



Sezione longitudinale - TOMBINO TIPOLOGIA 3x2 – B_TP_03



Sezione trasversale - TOMBINO TIPOLOGIA 2x1 – SV_TS_01_ARST



Sezione longitudinale - TOMBINO TIPOLOGIA 2x1 – SV_TS_01_ARST

Si esegue un'analisi statica lineare dello scatolare su un modello bidimensionale composto da elementi shell, che descrive in dettaglio la struttura e i carichi ad essa applicati.

Per la determinazione del peso statico sulla soletta inferiore dovuto al livello idrico si è considerata la condizione di piena in corrispondenza della quale si ha un riempimento del 70% della sezione (condizione più gravosa). in cui si hanno le seguenti quote idriche (misurate all'estradosso della soletta superiore) e le seguenti tipologie di sovraccarichi.

TIPOLOGIA TOMBINO	TIPOLOGIA DI SOVRACCARICHI	QUOTA IDRICA
		m
2x2 A, 2x2 B	Stradali – Par. §5.1. NTC 2018	1.4
3x2	Stradali – Par. §5.1. NTC 2018	1.4
2x3	Stradali – Par. §5.1. NTC 2018	2.1
2x1	Ferroviani – Par. §5.2. NTC 2018	0.56

L'analisi viene condotta tramite il software di calcolo Prosap ver.20.7.0, prodotto da 2si, nello spirito del metodo agli stati limite.

Una doverosa specificazione in merito all'uso del software riguarda l'approccio adottato per la modellazione. Il modello numerico realizzato considera la presenza del terreno circostante il tombino (laterale e superiore), solo attraverso la definizione delle azioni dei pesi (verticali) e delle spinte (laterali) sulla struttura del tombino. Solo il terreno inferiore, e la sua interazione con la soletta di base del tombino, viene fisicamente modellato (con caratteristiche meccaniche di ogni stratigrafia) Tale modello, pertanto analogo a quello di una struttura in elevazione, non è in grado di considerare l'interazione del terreno al di sotto dell'opera con quello superiore. Questo aspetto risulta problematico in relazione alla verifica della portanza del terreno in quanto il programma rileverà il cedimento differenziale della porzione di terreno a contatto con la soletta di base rispetto al terreno circostante che, tuttavia, sarà soggetto circa allo stesso cedimento per effetto del peso del terreno di riporto sovrastante. Le verifiche di portanza in conseguenza a tale approccio potranno risultare non verificate. Ulteriormente vengono calcolati e riportati i cedimenti del terreno secondo le metodologie di seguito specificate. Anche in questo caso, data la metodologia di modellazione applicata, si evidenzia il fatto che non si tratterà di cedimenti differenziale del terreno sottostante il tombino rispetto a quello circostante in quanto anche lateralmente ad esso il terreno, a quella data quota, sarà soggetto circa ai medesimi carichi (terreno, pavimentazione stradale, sovraccarichi stradali), e pertanto potrà presentare circa gli stessi cedimenti.

A completamento vengono riportate le verifiche per i muri di contenimento agli imbocchi dei profili utili alla realizzazione dei tombini sopra riportati.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Legislazione di carattere generale

S.S. n291 “Collegamento Sassari – Alghero - Aeroporto” Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia”		
CA29	Relazione di calcolo	

Decreto Ministero delle Infrastrutture del 17.01.2018, di concerto con il Ministro dell'Interno e il Capo del Dipartimento di Protezione Civile, Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Circ. Min. n°617 del 02/02/2009: “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”;

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici STC, “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive”, febbraio 2008.

2.2 Norme UNI

Tutte le Norme UNI richiamate nei D.M. , Istruzioni, Circolari di cui si fa menzione e in particolare:

UNI EN 197-1: “Cemento. Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni.

UNI EN 206-1: “Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità”.

UNI 11104-2016: “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”.

2.3 Norme emanate dal C.N.R

CNR 10012: “Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”.

CNR 10024: “Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”.

2.4 Bibliografia

Migliacci – F. Mola: Progetto agli stati limite delle strutture in c.a. -Masson Italia Editori 1985

C. Cestelli Guidi: Geotecnica e tecnica delle fondazioni -Ulrico Hoepli Editore 1987

Bowles J.E. - Foundations Analysis and Design 4th edition -McGraw-Hill – New York, 1988

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

3. PROGRAMMA PER L'ANALISI AUTOMATICA

- PROSAP VER 20.7.0
- Spettri di risposta ver. 1.0.3 *Foglio Excel del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per il calcolo degli spettri di risposta secondo le nuove NTC*

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza	C32/40
Classe di esposizione	XC2 – XA1
Classe di consistenza	S4
Contenuto minimo di cemento	340 Kg/m ³
Massimo rapporto a/c	0.50
Copriferro	> 5 cm
Diametro massimo inerte	25 mm
Aggregati	Conformi alla UNI-ENI-12620

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} = 40.00$	N/mm ²
Resistenza di esposizione	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20$	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20$	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm} / 10)^{0.3} = 33642.78$	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{0.67} = 3.10$	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{cd} = 0.70 \times f_{ctm} = 2.17$	N/mm ²

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C	=	1.50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	=	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	f_{cd}	= $\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$	= 18.81 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd}	= f_{ct} / γ_C	= 1.45 N/mm ²

Stato Limite di esercizio

Tensione max di compressione - Comb. Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	= 19.92 N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	= 14.94 N/mm ²

4.1 Calcestruzzo magro per sottofondazioni

Classe di resistenza	C12/15
Classe di esposizione	X0

4.2 Acciaio ordinario per armatura lenta B 450C

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	f	= 540.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	f_{yk}	= 450.00	N/mm ²
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	= 1.15	

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.30$ N/mm²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di trazione $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk} = 360.00$ N/mm²

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La trattazione completa della situazione geotecnica in prossimità delle opere in oggetto è riportata nella Relazione Geotecnica allegata al Progetto. Di seguito si riportano i parametri geotecnici caratteristici delle varie unità presenti in sito lungo il tracciato.

Nel caso in oggetto, il dimensionamento tiene conto di due strati differenti: a tergo dell'opera si considera come terreno spingente il terreno da rilevato stradale in materiale con elevate capacità drenanti, con elementi lapidei di varia natura e materiali di riporto.

Mentre alla base dell'opera si ritrova normalmente un terreno assimilabile a Ghiaia da media a grossa in matrice limosa sabbiosa o limosa argillosa, da sciolta a mediamente addensata. Gli elementi lapidei sono poligenici, da centimetrici a decimetrici, da arrotondati a sub-arrotondati. La frazione limosa argillosa è di colore variabile dal beige al marrone, da molle a mediamente consistente.

La falda risulta profonda rispetto al piano fondazione e quindi non incide sul dimensionamento dell'opera.

L'interazione terreno-struttura è stata considerata schematizzando il terreno come un mezzo alla Winkler assimilandolo ad un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti.

Il coefficiente di reazione del terreno K_s [kN/m³] è calcolato come rapporto tra il carico unitario medio p [kPa] e il cedimento totale S_t [m] della fondazione in progetto, opportunamente valutato.

Nel caso in esame il valore del coefficiente di reazione del terreno, K_s è stato assunto pari a 10000 kN/m³, con valutazione degli effetti per variazioni della costante di $\pm 50\%$ del valore.

$$K_s = \frac{p}{S_t}$$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Il coefficiente di spinta a riposo dei terreni considerati è stato calcolato secondo il procedimento dell'equilibrio limite di Rankine:

$$K_0 = 1 - \sin\phi \quad (\text{spinta a riposo})$$

I valori dei coefficienti di spinta attiva (k_a) sono stati calcolati secondo la relazione di Coulomb, il quale permette di considerare l'eventuale dell'angolo di attrito terreno-parametria (δ).

La relazione di Coulomb per il calcolo del coefficiente di spinta attiva, con le condizioni assunte, è la seguente:

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2\varphi \cdot \sin(\psi - \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\psi - \varphi) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right)^2} \quad (\text{spinta attiva})$$

Dove: ϕ = angolo d'attrito del terreno;

ψ = inclinazione del paramento di monte del muro (90°);

δ = angolo d'attrito lungo la superficie di rottura;

ε = inclinazione del pendio a monte.

6. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

6.1 Parametri sismici

Il presente progetto è stato redatto considerando per gli stati limite di esercizio lo stato Limite di Danno e per gli stati limite ultimi lo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

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

Si ritiene di attribuire alla infrastruttura in progetto una vita nominale $VN \geq 50$ anni nonché una Classe d'Uso IV.

Il coefficiente d'uso vale $CU = 2$.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Pertanto il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2 = 100 \text{ anni}$$

Le forme spettrali previste sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- 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.

I valori dei parametri a_g , F^0 , T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti di seguito.

I parametri sismici di base sono stati calcolati nella relazione di caratterizzazione sismica.

Si riportano di seguito i parametri per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno stato limite, per una vita di riferimento di $V_R=100$ anni:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLD	232	0.025	2.710	0.304
SLV	2185	0.05	2.927	0.355

In assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata mediante la relazione:

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

dove:

S_S =coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab.3.2.IV);

S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab.3.2.V);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (si veda tabella precedente).

In base alle condizioni topografiche presenti in sito ($T1$ = superficie pianeggiante o pendii e rilievi isolati con inclinazione media ≤ 15), nelle verifiche sismiche è stato utilizzato il seguente valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T (cfr. Tabella 3.2.V NTC. 17/01/18):

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Categoria topografica	S _T
T1	1.0

Per ciascuna opera viene identificata, tra quelle disponibili, la caratterizzazione geotecnica del suolo maggiormente attendibili mediante il principio della minima distanza tra la collocazione dell' opera e la posizione delle indagini. Nella tabella seguente per ciascuna opera è indicata l' ispezione di riferimento da cui sono state modellate le stratigrafie del terreno nel modello di calcolo. Nel caso in cui la più vicina indagine geotecnica risulta non caratterizzare adeguatamente il terreno (è il caso dei pozzetti - PZ - di spezione che arrivano fino ai 2 metri di profondità) si è allora proceduto ad integrare, per gli strati inferiori, con la stratigrafia derivante dalla prova geotecnica direttamente più vicina in grado di descrivere gli strati inferiori.

Il primo metro in profondità, direttamente sotto la fondazione del tombino, viene considerato avente stratigrafia "ghiaia e sabbia compatta"

La categoria di suolo (NTC2018) viene ricavata dalle Tavole di Zonazione Sismica. Si assumono dunque i seguenti valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica S_s (cfr. Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/18), coi cui viene ricavata l' accelerazione massima per ogni sito, riportata anch'essa in tabella.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S _s	C _c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

TOMBINO	TIPOLOGIA	ID INDAGINE	CAT. SUOLO	S _s (SLV)	S _s (SLD)	a _{g,max} (SLV)	a _{g,max} (SLD)
B_TP_01	2x2m - A	S1	B	1.2	1.2	0.072	0.036
B_TP_02	3x2m	S17	B	1.2	1.2	0.072	0.036
B_TP_03	3x2m	S17	B	1.2	1.2	0.072	0.036
SV_TS_03	2x2m - B	S14_D_dh	B	1.2	1.2	0.072	0.036
SV_TS_01_ARST	2x1m	S14_dh	B	1.2	1.2	0.072	0.036
SV_TS_01	D1500	S14_dh	B	1.2	1.2	0.072	0.036
D_TS_01	3x2m	S15_D_DH	A	1.0	1.0	0.06	0.03
D_TS_02	2x2m - A	S27	B	1.2	1.2	0.072	0.036
SV_TS_04	2x2m - A	S27	B	1.2	1.2	0.072	0.036
C_TS_01	2x2m - A	S30_D	B	1.2	1.2	0.072	0.036
C_TS_02	2x2m - A	S30_D	B	1.2	1.2	0.072	0.036
C_TS_05	2x3m	Pz52_D	B	1.2	1.2	0.072	0.036
C_TS_07	2x2m - A	Pz53_D	B	1.2	1.2	0.072	0.036

6.2 Analisi pseudostatiche

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso del volume di terreno W considerato. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi mediante dei coefficienti di proporzionalità diretta denominati coefficienti sismici orizzontale e verticale e indicati con k_h e k_v rispettivamente. I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni (§ 7.11.6.2.1 NTC 17.01.2018):

$$\begin{aligned}
 F_h &= k_h \cdot W \\
 F_v &= k_v \cdot W
 \end{aligned}
 \quad \text{con} \quad
 \begin{aligned}
 k_h &= \beta \cdot a_{\max} / g \\
 k_v &= \pm 0.5 \cdot k_h
 \end{aligned}$$

dove:

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

β = coefficiente di riduzione di a_{\max}

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m da utilizzare nel caso specifico risulta unitario, come previsto al punto 7.11.6.2.1 delle NTC 2018 per le strutture non libere di subire spostamenti relativi rispetto al terreno. Considerando il valore del coefficiente di riduzione pari a:

$\beta = 1.0 [-]$ Coefficiente per strutture che non possono subire spostamenti relativi rispetto al terreno

Ne consegue che i valori k_v e k_h risultano pari, rispettivamente, al a_{gmax} e $0.5 a_{gmax}$ riportati nella tabella precedente agli SLD e agli SLV.

7. CRITERI DI VERIFICA

7.1 Stato limite ultimo

7.1.1 Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione

Come previsto dal DM 17.01.2018 al § 4.1.2.3.4.2 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

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

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N) \geq \mu$$

dove:

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

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

7.1.2 Verifica per sollecitazioni taglianti

Per la verifica a sollecitazione tagliente si esegue dapprima la verifica degli elementi senza armature resistenti a taglio, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 17.01.2018 al punto 4.1.2.3.5.1.

Indicato con V il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

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

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ altezza utile della sezione espressa in mm}$$

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

$$\rho_{\ell} = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad \text{con } b_w \text{ larghezza minima della sezione espressa in mm}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad elementi provvisti di armature resistenti a taglio secondo quanto previsto al punto 4.1.2.3.5.2 del già citato D.M.17/01/2018

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

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

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta}{1 + \text{ctg}^2 \vartheta}$$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

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

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

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

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

Le armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di

$$a_1 = (0,9 \cdot d \cdot \text{ctg}\theta) / 2$$

lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole

7.2 Stato limite d'esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa

Calcestruzzo compresso:

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

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

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

Acciaio teso:

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

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

Si distinguono i seguenti casi :

Combinazioni di azioni:

- Frequente (indicata con FR);
- Quasi Permanente (indicata con QP)

Condizioni ambientali: o Ordinarie;

- Aggressive;
- Molto Aggressive.

Sensibilità delle armature alla corrosione: o Sensibili (acciai da precompresso);

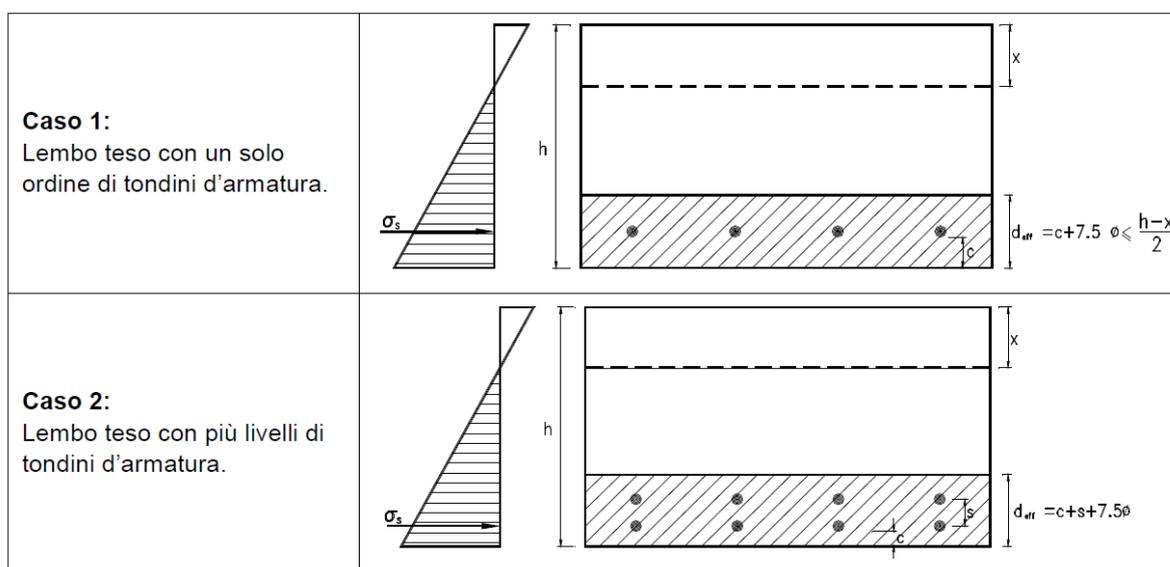
- Poco sensibili (acciai ordinari).

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

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

7.2.1 Valutazione della distanza media fra le fessure

Si definisce l'area efficace A_{eff} come l'area di calcestruzzo entro la quale la barra di acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura. In base alle indicazioni riportate nella Circ. Min. LL.PP. n°252, si definisce l'altezza efficace con riferimento agli schemi di seguito riportati.



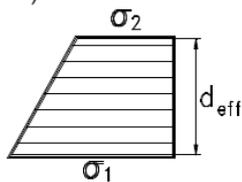
La distanza media tra le fessure, per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace, è data da:

$$\Delta_{sm} = 2 \cdot \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi}{\rho_r}$$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

dove:

- c = ricoprimento dell'armatura (copriferro netto);
- s = distanza tra le barre d'armatura; se $s > 14 \cdot \phi$ si adotterà $s = 14 \cdot \phi$;
- ϕ = diametro della barra;
- k_2 = coefficiente che caratterizza l'aderenza del cls alla barra, a cui si assegnano i seguenti valori:
- 0.4 per barre ad aderenza migliorata;
 - 0.8 per barre lisce.
- k_3 = coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione, in base al seguente prospetto:
- 0.125 (caso di diagramma triangolare di flessione e pressoflessione);
 - 0.250 (caso di trazione pura);
 - $0.25 \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2 \cdot \sigma_1}$ (caso di trazione eccentrica o in cui si consideri una sola parte della sezione):



- σ_1, σ_2 = trazione nel cls teso;
- $\rho_r = A_s / A_{ceff}$ = rapporto geometrico d'armatura (con A_s = area della sezione di acciaio posta nell'area A_{ceff}).

7.2.2 Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura

La deformazione media delle barre d'armatura ξ_{sm} è valutata secondo la seguente espressione che tiene conto del contributo del calcestruzzo teso che la circonda:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

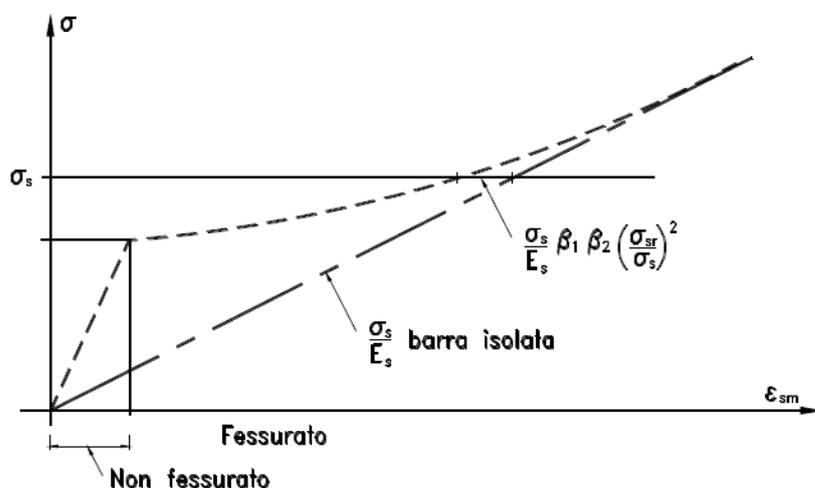
dove:

- σ_s = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;
- σ_{sr} = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza media a trazione f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, compresa nell'area efficace.
- β_1 = coefficiente rappresentativo dell'aderenza acciaio-cls, che assume i valori:
 - 1.0 (caso di barre ad aderenza migliorata);
 - 0.5 (caso di barre lisce).
- β_2 = coefficiente che tiene conto delle condizioni di sollecitazione:
 - 1.0 (caso della prima applicazione di una forza di breve durata);
 - 0.5 (caso di azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute).
- E_s = modulo elastico dell'acciaio delle barre di armatura.

In pratica si tratta di trovare i valori dell'azione assiale N e del momento flettente M (che stiano nello stesso rapporto delle sollecitazioni della combinazione di carico considerata) che portano il calcestruzzo

teso della sezione completamente reagente a lavorare al suo limite. Una volta valutati, si opera la verifica della sezione parzializzata e si ricava il valore dello sforzo nell'acciaio teso.

Nella figura seguente si propone il diagramma della deformazione ε_{sm} in funzione della tensione σ_s .



Andamento della deformazione ε_{sm} in funzione della tensione σ_s

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

7.2.3 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio di calcolo)

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ξ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$W_m = \xi_{sm} * \Delta_{sm}$$

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali w_1 , w_2 e w_3 riportati precedentemente:

$$W_d = 1.7 * W_m$$

7.2.4 Ampiezza delle fessure

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
			Stato Limite	w_d
b	Aggressive (XC4)	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

7.3 Metodologia per il calcolo dei muri

Le verifiche dei muri sono condotte secondo il metodo degli Stati Limite, come prescritto dalle "Norme tecniche sulle costruzioni" del 17 gennaio 2018.

Si eseguono verifiche agli stati limite ultimi, con lo scopo di verificare la sicurezza delle opere, e agli stati limite di esercizio, necessarie per verificare che i cedimenti attesi siano compatibili con la funzionalità dei vari elementi e che i tassi di lavoro all'interno delle strutture garantiscano i livelli prestazionali richiesti per tutto il periodo di vita utile delle opere.

Sono effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):

- stabilità globale del complesso muro-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno; - ribaltamento;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza nelle strutture in c.a.

Per ogni stato limite considerato si accerta che sia soddisfatta la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed e Rd rappresentano rispettivamente le sollecitazioni e le resistenze di progetto.

In accordo con le NTC 2018 le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) delle opere in oggetto sono effettuate secondo l'Approccio 2, applicando le seguenti combinazioni di carico (dove il segno '+' in ossequio alla normativa ha il significato di 'combinato con'):

- Combinazione 1: A1 + M1 + R3

Per la verifica di stabilità globale si utilizza la combinazione combinazione 2 dell'approccio 1:

- Combinazione 2 (app.1): A2 + M2 + R2

I set di fattori di sicurezza parziali sulle azioni (A1, A2), sui parametri geotecnici (M1, M2) e sulle resistenze (R2, R3) sono riportati rispettivamente nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC 2018.

7.4 Verifiche geotecniche

7.4.1 Verifiche a ribaltamento

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Per la verifica a ribaltamento del muro si valutano il momento stabilizzante e quello ribaltante, controllando che il rapporto tra i due sia maggiore di $\gamma_R = 1.15$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2018):

$$F_S = \frac{M_{STAB}}{M_{RIB}} = \frac{\sum_i \alpha_i \cdot N_i \cdot b_{i-ORIZ(O)}}{\sum_i \beta_i \cdot V_i \cdot b_{i-vert}} \geq \gamma_R$$

dove:

- α_i = coefficiente di combinazione della forza N_i ;
- N_i = forza verticale;
- $b_{i-ORIZ(O)}$ = braccio della forza verticale rispetto al centro di rotazione;
- β_i = coefficiente di combinazione della forza V_i ;
- V_i = forza orizzontale;
- b_{i-vert} = braccio della forza orizzontale rispetto al centro di rotazione.

7.4.2 Verifiche a scorrimento

Nelle verifiche a scivolamento si valutano i valori delle forze verticali (contributi resistenti) e delle forze orizzontali (forze di scorrimento) e si verifica che la seguente espressione risulti maggiore di $\gamma_R = 1.1$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2018):

$$F_S = \frac{T_{RES}}{T_{SOLL}} = \frac{\mu \cdot \sum_i \alpha_i \cdot N_i}{\sum_i \beta_i \cdot V_i} \geq \gamma_R$$

dove:

- μ = coefficiente di attrito terreno/fondazione (posto pari alla tangente dell'angolo d'attrito del terreno di fondazione);
- α_i = coefficiente di combinazione della forza N_i ;
- N_i = forza verticale;
- β_i = coefficiente di combinazione della forza V_i ; V_i = forza orizzontale.

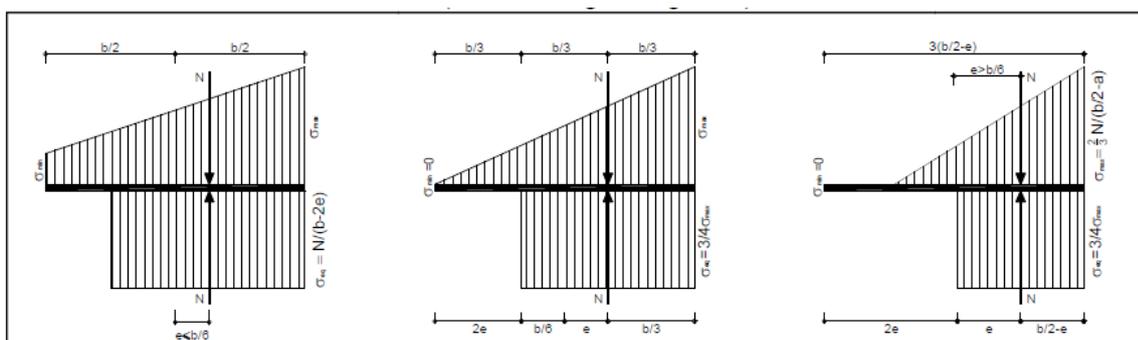
7.4.3 Verifiche di capacità portante della fondazione

La verifica di capacità portante della fondazione di un muro è verificata se il rapporto tra la pressione limite e la pressione equivalente sul terreno risulta maggiore di $\gamma_R = 1.4$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2018):

$$F_S = \frac{q_{lim}}{\sigma_{Sd}} \geq \gamma_R$$

dove: σ_{Sd} = pressione equivalente sul terreno;
 q_{lim} = pressione limite della fondazione, calcolata secondo Brinch-Hansen.

Il calcolo della pressione equivalente di contatto si rende necessario per poter confrontare gli sforzi sollecitanti nel terreno (non necessariamente uniformi) con la pressione limite ottenuta dalle formule di capacità portante (che è invece inevitabilmente uniforme). Il procedimento usualmente seguito nel progetto delle fondazioni, ampiamente documentato in letteratura, si basa sulla valutazione dell'eccentricità delle sollecitazioni cui consegue una redistribuzione uniforme delle sollecitazioni stesse su una fondazione di dimensioni ridotte (si veda la Figura seguente).



Pressione di contatto equivalente in funzione dell'eccentricità dei carichi applicati alla fondazione

La capacità portata della fondazione è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali; poiché la fondazione ed il piano campagna risultano orizzontali, si sono trascurati i corrispondenti fattori correttivi. Il carico limite è pertanto fornito dalla seguente espressione:

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$$

dove: γ' = peso specifico terreno di fondazione (sommerso, se in presenza di falda);
 B = larghezza equivalente della fondazione (in presenza di carichi eccentrici);

c' = coesione del terreno di fondazione;
 q' = sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;
 N_{γ}, N_c, N_q = coefficienti di capacità portante;
 s_{γ}, s_c, s_q = coefficienti di forma;
 i_{γ}, i_c, i_q = coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali;
 d_c, d_q = coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Di seguito vengono riepilogate le espressioni utilizzate per determinare la larghezza equivalente della fondazione, l'entità sovraccarico e i valori dei diversi coefficienti.

- *Larghezza equivalente della fondazione:*

$$B = B_R - 2 \cdot \frac{M}{N}$$

dove: B_R = larghezza reale della fondazione;
 M = momento risultante sulla fondazione;
 N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione.

- *Sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione:*

$$q' = \gamma_t \cdot D$$

dove: γ_t = peso del terreno di ricoprimento;
 D = profondità del piano di posa della fondazione.

- *Coefficienti di capacità portante:*

$$N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi')$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione.

- *Coefficienti di forma (per $B < L$):*

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')}$$

$$s_q = s_\gamma$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 L = lunghezza della fondazione, cautelativamente assunta pari a $5 \cdot B$ per tutti i muri (fondazione nastriforme).

- *Coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa:*

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

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

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

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 D = profondità del piano di posa della fondazione;
 N_c = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza).

- *Coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali:*

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

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\phi')} \right]^m \quad \text{con: } m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

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

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
 c' = coesione del terreno di fondazione;
 B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
 L = lunghezza della fondazione;
 N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione;
 H = azione parallela al piano di posa sulla fondazione;
 N_c = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza);
 d_q = coefficiente dipendente dalla profondità del piano di posa (definito in precedenza).

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, utilizzate per condurre le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio, sono state originate in ottemperanza con quanto prescritto dalla vigente normativa.

8.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati

dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

-SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

-SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 2" in combinazione unica, utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{0i} \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$$

Mentre ai fini delle verifiche degli stati limite d'esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente} = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Quasi permanente} = G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara} = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

9. ANALISI DEI CARICHI – TOMBINI CON SOVRACCARICHI STRADALI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio.

Si considerano nel calcolo delle sollecitazioni agenti nel tombino i seguenti carichi. I dettagli relativi a ciascuna condizione di carico sono riportati nel paragrafo di analisi dei carichi.

CDC	Tipo	Descrizione
1	Ggk	Peso proprio della struttura
2	Gk	Strati superiori di terreno e strada
3	Qk	Sovraccarichi stradali
4	Gk	Peso dell' acqua sulla soletta di base
5	Gk	Spinta a riposo del terreno su piedritto sinistro
6	Gk	Stina attiva del terreno su piedritto destro
7	Qk	Carico frenata
8	Gk	Spinta attiva terreno su piedritto destro
9	Gk	Spinta a ripoo terreno su piedritto destro
10	Qk	Spinta a riposo sul piedritto sinistro dovuta al sovraccarico stradale
11	Qk	Spinta attiva sul piedritto sinistro dovuta al sovraccarico stradale
12	Qk	Spinta attiva sul piedritto destro dovuta al sovraccarico stradale
13	Qk	Spinta a riposo sul piedritto destro dovuta al sovraccarico stradale
14	Qk	Spinta a riposo sul piedritto sinistro dovuta al carico tandem
15	Qk	Spinta a riposo sul piedritto destro dovuta al carico tandem
16	Qk	Spinta attiva sul piedritto sinistro dovuta al carico tandem
17	Qk	Spinta attiva sul piedritto destro dovuta al carico tandem
18	Qk	Effetti della temperatura
19	Qk	Effetti del ritiro

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente e vengono automaticamente elaborate dal programma di calcolo.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

Carico stradale = 2200 kN/m³

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

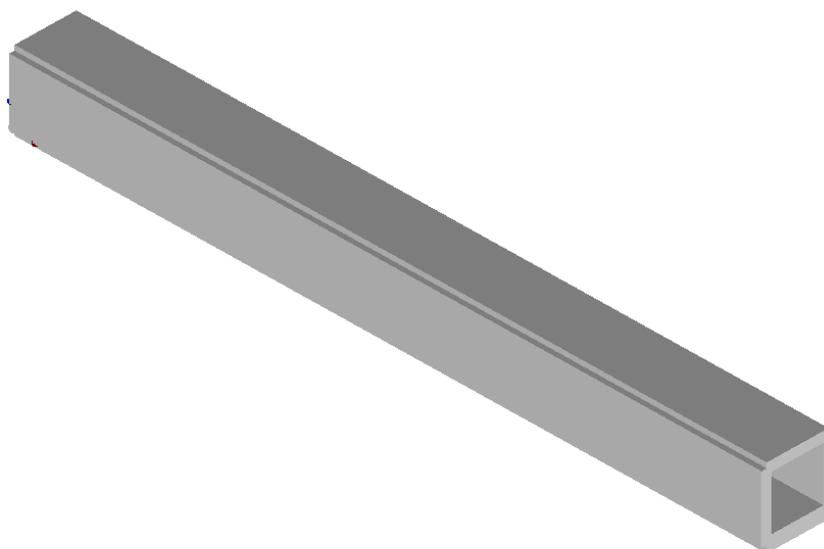
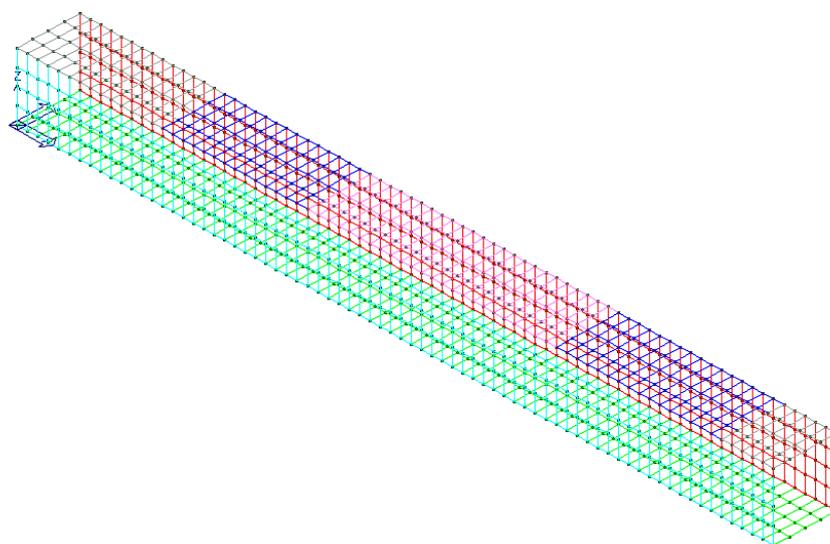
Carico terreno = 1820 kN/m³

Sovraccarico soletta inferiore = 1000 kN/m³

In seguito verranno riportati i carichi e le condizioni di carico riferite a ciascun tipo di sezione utilizzata.

9.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

A titolo di esempio viene riportata la metodologia di determinazione dei carichi per il tombino B_TP_1, assunto come riferimento per la tipologia di tombini 2x2 A e 2x2 B. Nel paragrafo successivo vengono riportati i valori calcolati delle azioni per ciascun tombino e l'involuppo dei carichi considerato per ciascuna tipologia.



DIMENSIONI									
COMPLESSIVE			SOLETTA BASE		RITTI		SOLETTA SUPERIORE		
L [m]	B [m]	H [m]	b [m]	h [m]	b [m]	h [m]	b [m]	h [m]	h [m]

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

36,5	3	3,2	3	0,7	0,5	3,2	3	0,5
------	---	-----	---	-----	-----	-----	---	-----

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

SOLETTA BASE (4 ELEMENTI)	50x75 cm
RITTI (4 ELEMENTI)	50x80 cm
SOLETTA SUPERIORE (4 ELEMENTI)	50x75 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0.6
Carico terreno	1800	1.6
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1.4

9.1.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio	$0.50 \times 2500 = 1250$	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	$0.60 \times 2200 = 1320$	KN/m ²
Peso Terreno	$1.60 \times 1800 = 2880$	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	$0.70 \times 2500 = 1750$	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	$1.40 \times 1000 = 1400$	KN/m ²

Piedritti

Peso proprio	$0.50 \times 2500 = 1250$	KN/m ²
--------------	---------------------------	-------------------

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Tali carichi vengono considerati nelle condizioni di carico elementari CDC 1-2-4, in particolare nella CDC1 sono presenti i pesi propri della struttura, nella condizione di carico CDC2 i carichi permanenti degli strati di terreni superiori il tombino e lo strato stradale, nella CDC 4 il peso dell' acqua gravante sulla soletta di base.

9.1.2 Spinta delle terre

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = \lambda \gamma t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta λ il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

Tale condizione viene calcolata dall'elaboratore durante l'analisi dei calcoli, considerando le varie ipotesi ed elaborando un involucro tra le combinazioni di:

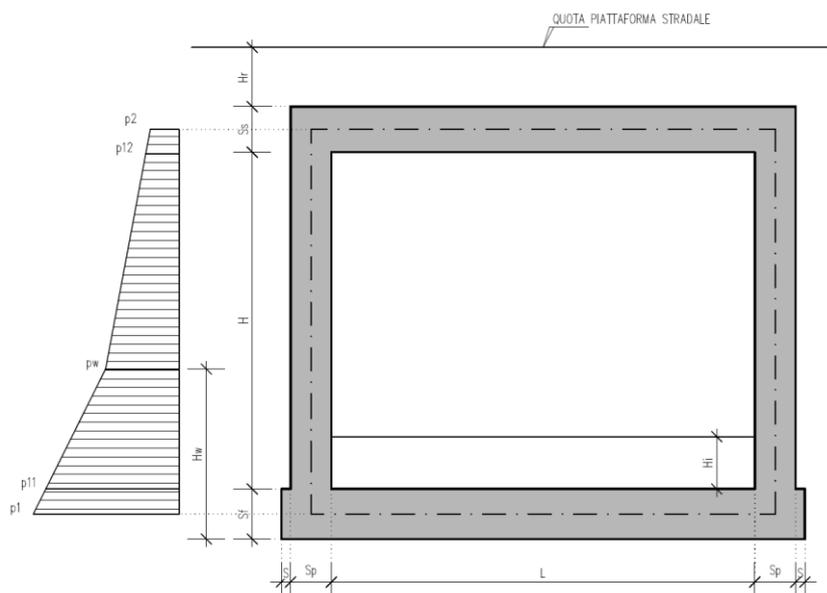
1. Spinta a riposo su entrambi i piedritti;
2. Spinta a riposo su piedritto sx e spinta attiva su piedritto dx;

La condizione di spinta 2) serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera.

La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

9.1.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore



I casi di carico CDC7, e da CDC10 a CDC17 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

In particolare lo schema di carico 1 è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti; i carichi concentrati sono pari a:

$Q1k = 300 \text{ kN}$ ad asse ($300 + 300 = 600 \text{ kN}$) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q2k = 200 \text{ kN}$ ad asse ($200 + 200 = 400 \text{ kN}$) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q3k = 100 \text{ kN}$ ad asse ($100 + 100 = 200 \text{ kN}$) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.4 x 1.60 m (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$ applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m^2).

I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del sottovia e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

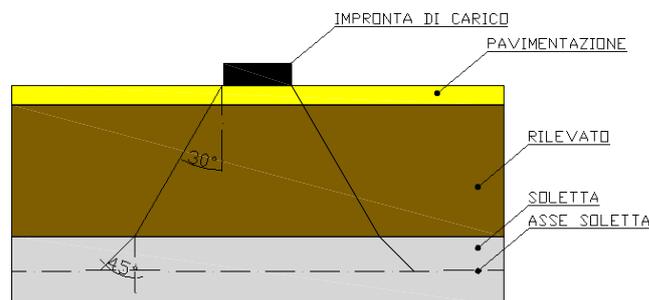
Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale, in accordo con quanto riportato all'interno della circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP, e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino.

L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito q_{eq} a cui si somma il carico uniforme $q_{1k} = 9$ kN/m².

9.1.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dl} = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times H_r + \tan 45^\circ \times S_s / 2]$$



Con H_r = quota sottoterra. Nel caso in esame risulta:

$$L_{dl} = 1.60 + 2 * (2.33 * \text{tg}30^\circ + 0.25) = 4.84 \text{ m}$$

9.1.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

In direzione trasversale alla strada detta L_{dt} la larghezza di diffusione del carico trasversale dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore

risulta:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (2.33 * \text{tg}30^\circ + 0.25) = 5.64 \text{ m}$$

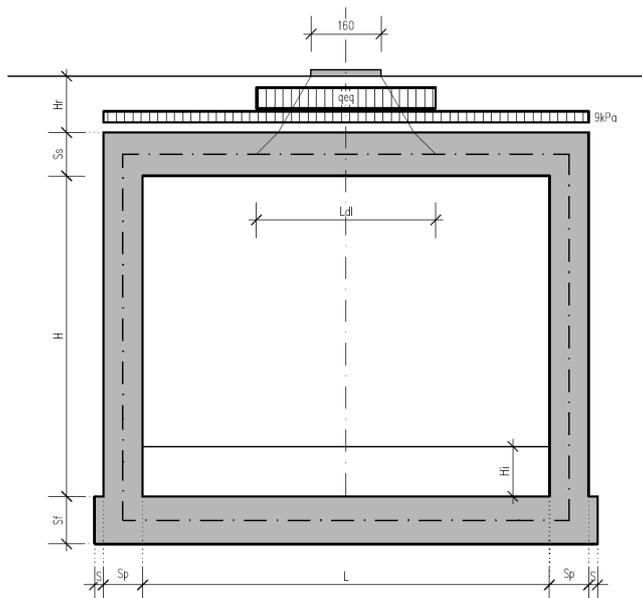
Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(5.64*4.84) = 36.65 \text{ kN/m}^2.$$

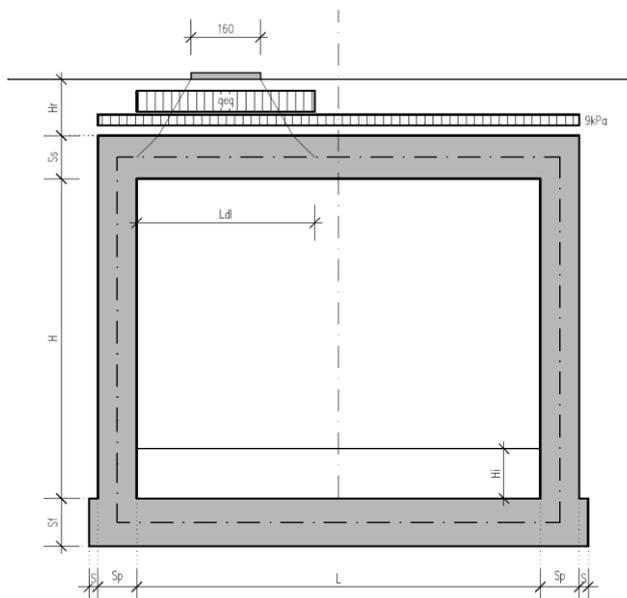
Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

A questa condizione si sovrappone, nelle aree proiettate sulla soletta superiore, i carichi $q = 9 \text{ kN/m}^2$ (area della corsia 1), e 2.5 kN/m^2 (aree delle altre corsie)

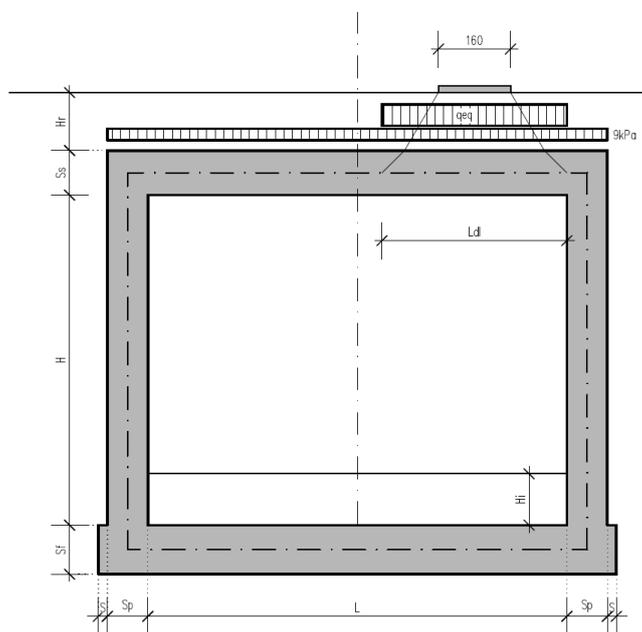
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem può essere variata sulla soletta come indicato dagli schemi seguenti per la massimizzazione delle diverse tipologie di sollecitazione:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO – CARICO TANDEM CENTRATO

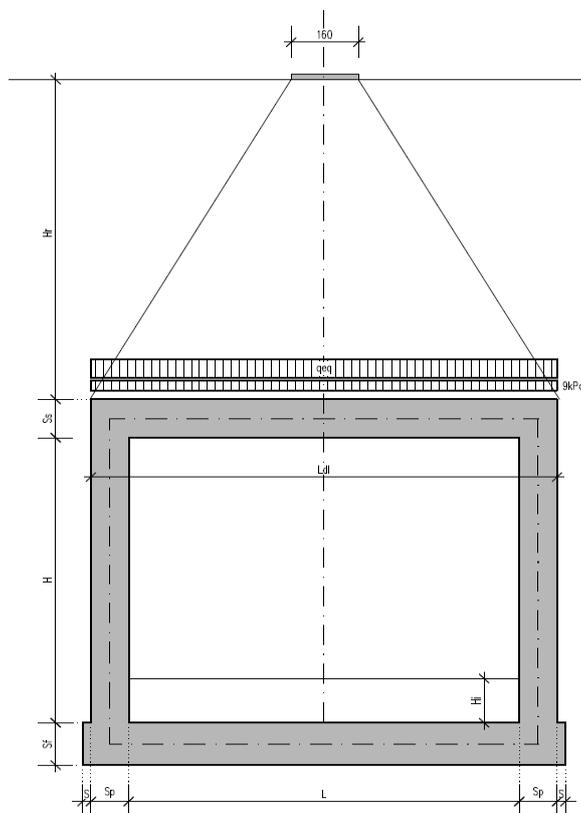


SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO DESTRO (CDC16+19)

Si noti che se $L_{dl} > L + 2 \times S_p$ (larghezza netta interna + spessore dei piedritti), pertanto allora il carico equivalente è applicato a tutte le aste della soletta superiore nei tre casi suddetti, che vengono pertanto a coincidere tra loro.



Nel caso in cui la superficie superiore del sistema sia posizionata ad una quota considerevole rispetto all'applicazione dei carichi, il valore del sovraccarico uniforme da 20 KN/m² risulterà nettamente inferiore al carico tandem, per cui verrà ritenuto trascurabile.

9.1.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

In accordo con la circolare ministeriale circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP per il calcolo delle spinte generate dal sovraccarico sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m.

Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale.

Al tandem si somma il carico uniformemente distribuito agente sulla i-esima corsia di carico $q_{ik} = 9$ kN/m².

9.1.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

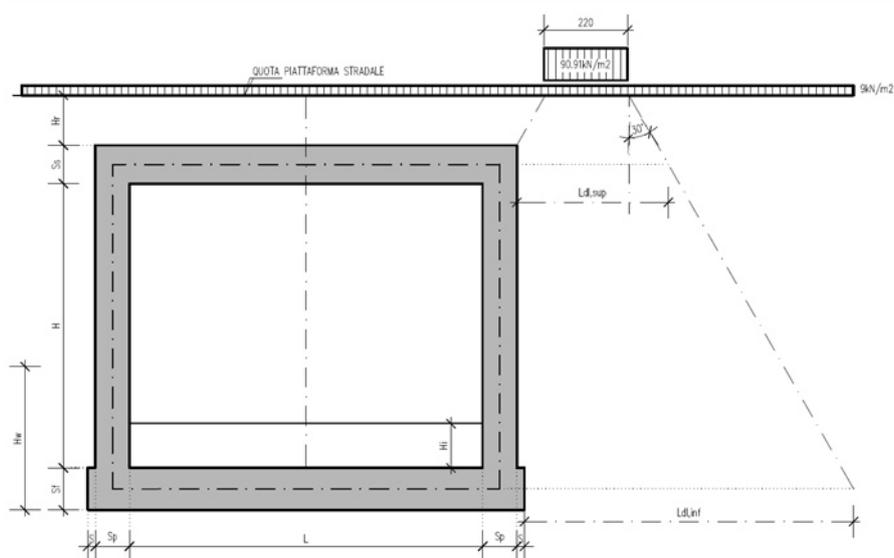
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

$$600 / (3.00 \times 2.20) = 90.91 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

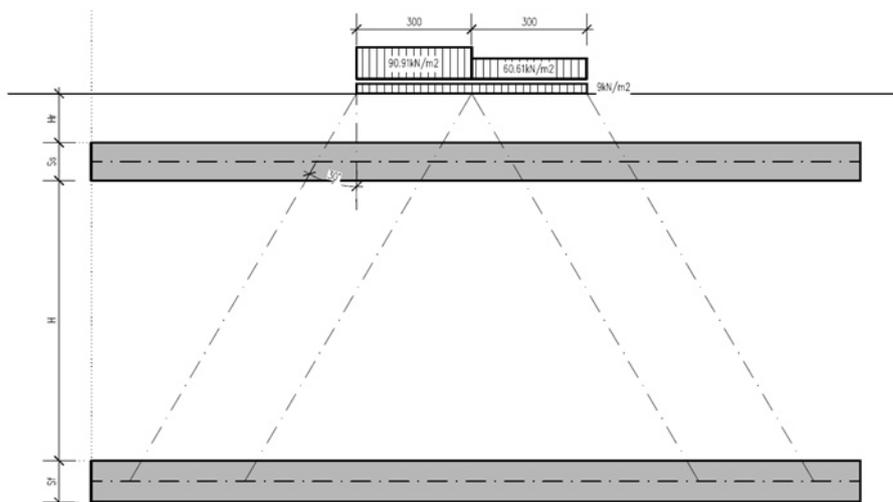
$$L_{dl, sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 3.67 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl, inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 5.52 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$

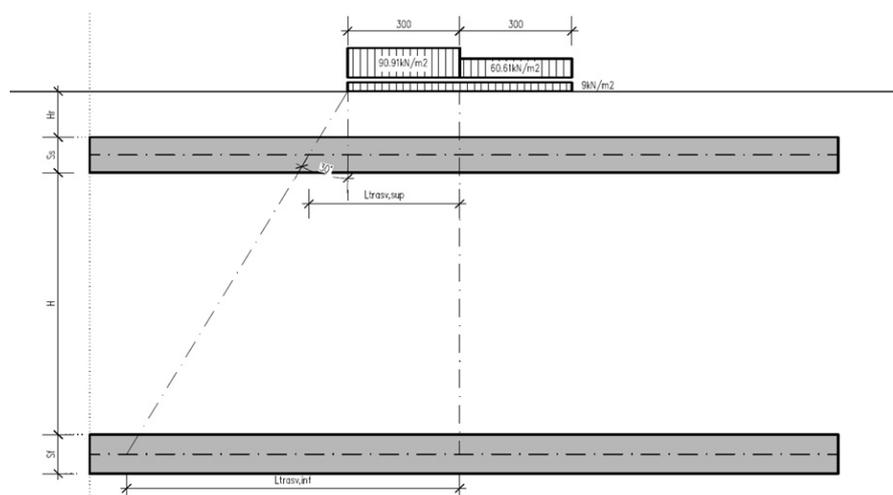


9.1.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:

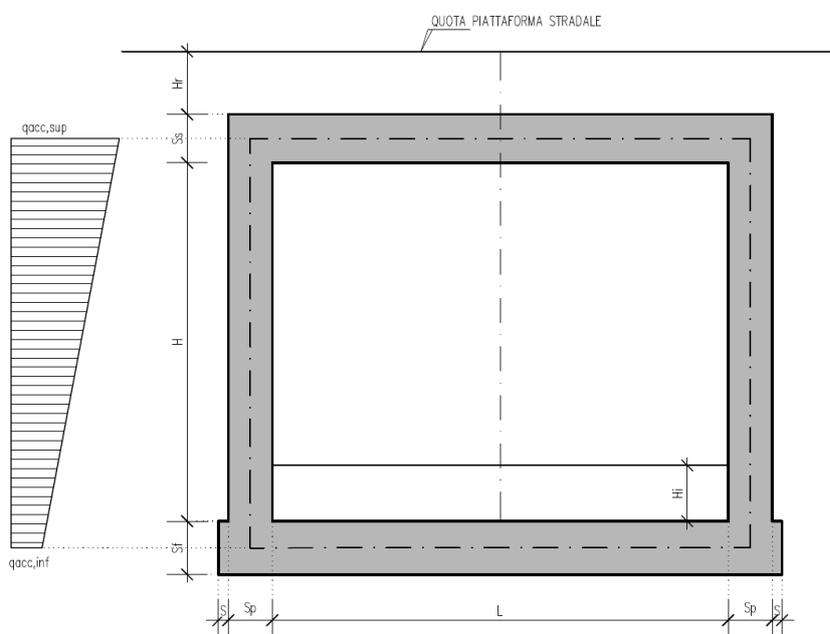
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$Ldt,sup = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss/2)] = 4.47 \text{ m}$$

$$Ldt,inf = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss + H + Sf/2)] = 6.32 \text{ m}$$

9.1.9 Definizione dei carichi di progetto

Il diagramma di spinta applicato ai piedritti varia linearmente fra i valori $q_{acc,sup2}$ e $q_{acc,sup1}$ come esemplificato nella immagine seguente (spinta a riposo).



SPINTA SUL PIEDRITTO GENERATA DAL CARICO DA TRAFFICO

Il contributo dei carichi Tandem vale (spinta a riposo):

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (Ldt,sup \times Ldl,sup) \times k_0 = 18.459 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (Ldt,inf \times Ldl,inf) \times k_0 = 8.690 \text{ kN/m}^2$$

Gli effetti di queste spinte sono maggiori rispetto all'effetto del carico da 20 kN/m² a tergo del rilevato.

Non si considera la concomitanza della spinta sul piedritto dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Si sovrappone invece l'effetto del carico uniforme distribuito da 9 kN/m² con la possibile presenza del tandem sul manufatto.

Spinta sul piedritto generata dal carico accidentale $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ sul rilevato

Si considera la spinta sul piedritto del carico relativo al carico variabile costante di 9 kN/m² sia in condizioni di spinta attiva che di spinta a riposo.

Nelle condizioni di carico in oggetto si considera l'assenza del carico tandem:

$$p = k_0 \times q_{1k} = 0.505 \times 9 = 4.541 \text{ kN/m (spinta a riposo, piedritto sinistro/destro)}$$

9.1.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Sulla soletta di fondazione si applicano unicamente i carichi provenienti dalla quantità di flusso che passerà all'interno della sezione, considerando come quota massima la stessa indicata nel franco all'interno degli elaborati esecutivi.

9.1.11 Carico da frenatura

La forza di frenatura q_3 è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 17/01/2018):

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m (larghezza della corsia)}$$

$$L = 2 \times S_p + B_i \text{ (larghezza della soletta compresi i piedritti)}$$

Nel caso in esame risulta:

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

$$Fr = 367.56 \text{ kN}$$

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (L_{dt}), con la seguente relazione:

$$q_f = 367.56 / 3 \cdot 4.84 = 25.32 \text{ kN/mq.}$$

9.1.12 Azione termica

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore ed un salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti, analizzando nelle combinazioni di carico i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa agendo sul segno della sollecitazione, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore e sui piedritti.

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$a = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

9.1.13 Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$e_{cs} = e_{cd} + e_{ca}$$

dove:

e_{cs} è la deformazione totale per ritiro

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

ecd è la deformazione per ritiro da essiccamento

eca è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$ecd, \infty = kh * ec0$$

Può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h0:

fck	Deformazione da ritiro per essiccamento (in %)					
	Umidità relativa (in %)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00
20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00
28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

Tabella valori ec0

h0 (mm)	kh
100	1
200	0.85
300	0.75
400	0.725
500	0.7

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno eca,¥ può essere valutato mediante l'espressione:

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		
CA349	Relazione di calcolo	

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

(con f_{ck} in N/mm²)

Assumendo come umidità relativa

$$U_r = 70\%$$

Si hanno i seguenti risultati:

coefficiente	$k_h = 0.70$
deformazione effettiva	$\varepsilon_{c0} = -0.357 \text{ ‰}$
ritiro da essiccamento	$\varepsilon_{cd,\infty} = -0.250 \text{ ‰}$
deformazione per ritiro autogeno	$\varepsilon_{ca,\infty} = -0.048 \text{ ‰}$
ritiro totale	$\varepsilon_{cs} = -0.398 \text{ ‰}$

si determina quindi la variazione termica equivalente:

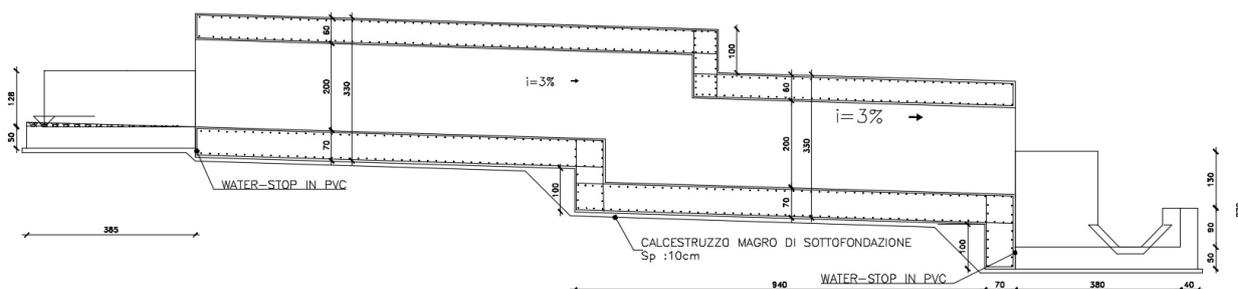
coeff. espansione termica	$\alpha = 0.00001$
variazione termica $\Delta T = \varepsilon_{cs} / \alpha$	$\Delta T = -29.8 \text{ °C}$

Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a $\Phi (t = \infty) = 1.6$. Di conseguenza la variazione termica negativa equivalente applicata sarà

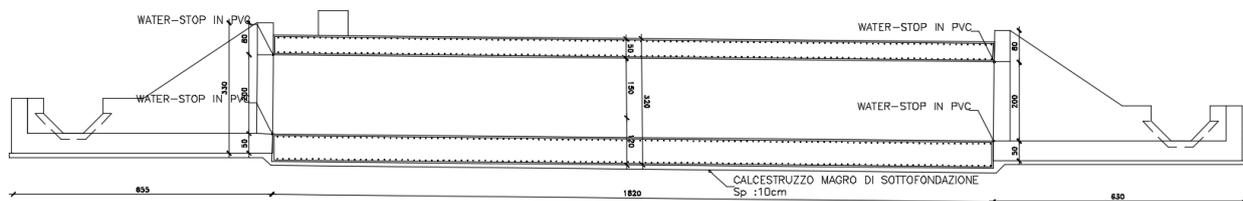
variazione termica equivalente	$\Delta T_{eq} = -11.4 \text{ °C}$
--------------------------------	------------------------------------

9.2 RISULTATI

La metodologia di determinazione dei carichi vista al paragrafo precedente viene applicata per ciascun tombino. Nelle tabelle seguenti vengono riportati i valori di calcolo per ciascuna tipologia e l'involuppo dei carichi adottati per il tombino di riferimento per la progettazione. La tipologia di tombini 2x2 B (a cui appartiene un solo tombino) viene assimilata alla tipologia 2x2 A in quanto la sola differenza consiste nella presenza dello scalino (si vedano figure seguenti). In corrispondenza di tale porzione si ha un incremento dello spessore regolare del tombino che rappresenta un rinforzo per il comportamento strutturale e pertanto, è possibile trascurare tale differenza. Nel caso in cui si ha un solo tombino relativo ad una data tipologia, esso viene assunto come modello di riferimento per la progettazione con i propri carichi.



Sezione longitudinale – Tombino tipo 2x2 B (SV-TS-03)



Sezione longitudinale – Tombino tipo 2x2 A (C-TS-02)

9.2.1. TOMBINI DI TIPOLOGIA 2X2 A E 2X2 B.

B_TP_01				
	q	h	kN/mq	
Carico Stradale	2200	0,6	1320	
Carico terreno	1800	1,6	2880	
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1,4	1400	
sp. terreno equivalente		2,333333	4200	
Spessore soletta		0,7	m	
Quota sottoterra		2,2	m	
Altezza struttura		3,2	m	
Larghezza struttura		3	m	
Carico veicolare sulla soletta superiore				
Ldl	4,84		m	
Ldt	5,64		m	
Q	36,65		KN/mq	
Q + 9	45,65		kN/m2	
Q + 2.5	39,15		kN/m2	
Ldl sup	3,67		m	
Ldl inf	5,52		m	
Ldl sup	4,47		m	
Ldl inf	6,32		m	
Carico frenata				
q3	367,56		KN	
qf	25,32032735		KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate dal tandem				
	a riposo		attiva	
qacc sup	18,459		12,343	KN/mq
qacc inf	8,690		5,811	KN/mq
Spinte sui piedritti provocate da carico accidentale				
	KN/mq			daN/cm2
a riposo P =	4,541			0,045
attiva P =	3,036			0,030
Spinte sui piedritti (crescente)				
nodo	del terreno – attiva daN/cm2	del terreno - a riposo daN/cm2	tandem – attiva daN/cm2	tandem - a riposo daN/cm2
0	0,142	0,212	0,209	0,312
1	0,190	0,285	0,171	0,256
2	0,239	0,357	0,133	0,199
3	0,287	0,430	0,096	0,143
4	0,336	0,503	0,058	0,087

CA349

Relazione di calcolo

D_TS_2				
	q	h	kN/mq	
Carico Stradale	2200	0,4	880	
Carico terreno	1800	0,5	900	
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1,4	1400	
sp. terreno equivalente		0,988889	1780	
Spessore soletta		0,7	m	
Quota sottoterra		0,9	m	
Altezza struttura		3	m	
Larghezza struttura		3,2	m	
Carico veicolare sulla soletta superiore				
Ldl	3,34		m	
Ldt	4,14		m	
Q	72,37		KN/mq	
Q + 9	81,37		kN/m2	
Q + 2.5	74,87		kN/m2	
Ldl sup	2,92		m	
Ldl inf	4,65		m	
Ldl sup	3,72		m	
Ldl inf	5,45		m	
Carico frenata				
q3	367,56		KN	
qf	34,40439106		KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate dal tandem				
	a riposo		attiva	
qacc sup	27,881		18,644	KN/mq
qacc inf	11,944		7,987	KN/mq
Spinte sui piedritti provocate da carico accidentale				
	KN/mq		daN/cm2	
a riposo P =	4,541		0,045	
attiva P =	3,036		0,030	
Spinte sui piedritti (crescente)				
nodo	del terreno – attiva daN/cm2	del terreno - a riposo daN/cm2	tandem – attiva daN/cm2	tandem - a riposo daN/cm2
0	0,142	0,060	0,090	0,310
1	0,190	0,106	0,158	0,252
2	0,239	0,151	0,226	0,195
3	0,287	0,197	0,294	0,137
4	0,336	0,503	0,058	0,087

CA349

Relazione di calcolo

SV_TS_04				
	q	h	kN/mq	
Carico Stradale	2200	0,4	880	
Carico terreno	1800	0,5	900	
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1,4	1400	
sp. terreno equivalente		0,988889	1780	
Spessore soletta		0,7	m	
Quota sottoterra		0,9	m	
Altezza struttura		3	m	
Larghezza struttura		3,2	m	
Carico veicolare sulla soletta superiore				
Ldl	3,34		m	
Ldt	4,14		m	
Q	72,37		KN/mq	
Q + 9	81,37		kN/m2	
Q + 2.5	74,87		kN/m2	
Ldl sup	2,92		m	
Ldl inf	4,65		m	
Ldl sup	3,72		m	
Ldl inf	5,45		m	
Carico frenata				
q3	367,56		KN	
qf	34,40439106		KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate dal tandem				
	a riposo	attiva		
qacc sup	27,881	18,644	KN/mq	
qacc inf	11,944	7,987	KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate da carico accidentale				
	KN/mq		daN/cm2	
a riposo P =	4,541		0,045	
attiva P =	3,036		0,030	
Spinte sui piedritti (crescente)				
nodo	del terreno – attiva daN/cm2	del terreno - a riposo daN/cm2	tandem – attiva daN/cm2	tandem - a riposo daN/cm2
0	0,142	0,060	0,090	0,310
1	0,190	0,106	0,158	0,252
2	0,239	0,151	0,226	0,195
3	0,287	0,197	0,294	0,137
4	0,336	0,503	0,058	0,087

CA349

Relazione di calcolo

C_TS_01				
	q	h	kN/mq	
Carico Stradale	2200	0,5	1100	
Carico terreno	1800	1	1800	
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1,4	1400	
sp. terreno equivalente		1,611111	2900	
Spessore soletta		0,7	m	
Quota sottoterra		1,5	m	
Altezza struttura		3	m	
Larghezza struttura		3,2	m	
Carico veicolare sulla soletta superiore				
Ldl	4,03		m	
Ldt	4,83		m	
Q	51,35		KN/mq	
Q + 9	60,35		kN/m2	
Q + 2.5	53,85		kN/m2	
Ldl sup	3,27		m	
Ldl inf	5,00		m	
Ldl sup	4,07		m	
Ldl inf	5,80		m	
Carico frenata				
q3	367,56		KN	
qf	28,49479037		KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate dal tandem				
	a riposo	attiva		
qacc sup	22,803	15,248	KN/mq	
qacc inf	10,452	6,989	KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate da carico accidentale				
	KN/mq		daN/cm2	
a riposo P =	4,541		0,045	
attiva P =	3,036		0,030	
Spinte sui piedritti (crescente)				
nodo	del terreno – attiva daN/cm2	del terreno - a riposo daN/cm2	tandem – attiva daN/cm2	tandem - a riposo daN/cm2
0	0,098	0,146	0,258	0,386
1	0,143	0,214	0,211	0,315
2	0,189	0,283	0,164	0,245
3	0,234	0,351	0,117	0,175
4	0,280	0,419	0,070	0,105

CA349

Relazione di calcolo

C_TS_02				
	q	h	kN/mq	
Carico Stradale	2200	0,5	1100	
Carico terreno	1800	0,8	1440	
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1,4	1400	
sp. terreno equivalente		1,411111	2540	
Spessore soletta		0,7	m	
Quota sottoterra		1,3	m	
Altezza struttura		3	m	
Larghezza struttura		3,2	m	
Carico veicolare sulla soletta superiore				
Ldl	3,80		m	
Ldt	4,60		m	
Q	57,20		KN/mq	
Q + 9	66,20		kN/m2	
Q + 2.5	59,70		kN/m2	
Ldl sup	3,15		m	
Ldl inf	4,88		m	
Ldl sup	3,95		m	
Ldl inf	5,68		m	
Carico frenata				
q3	367,56		KN	
qf	30,22538287		KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate dal tandem				
	a riposo	attiva		
qacc sup	27,881	18,644	KN/mq	
qacc inf	11,944	7,987	KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate da carico accidentale				
	KN/mq		daN/cm2	
a riposo P =	4,541		0,045	
attiva P =	3,036		0,030	
Spinte sui piedritti (crescente)				
nodo	del terreno – attiva daN/cm2	del terreno - a riposo daN/cm2	tandem – attiva daN/cm2	tandem - a riposo daN/cm2
0	0,086	0,128	0,274	0,409
1	0,131	0,196	0,223	0,334
2	0,177	0,264	0,173	0,259
3	0,222	0,332	0,123	0,184
4	0,268	0,401	0,073	0,109

CA349

Relazione di calcolo

C_TS_07				
	q	h	kN/mq	
Carico Stradale	2200	0,5	1100	
Carico terreno	1800	2,1	3780	
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1,4	1400	
sp. terreno equivalente		2,711111	4880	
Spessore soletta		0,7	m	
Quota sottoterra		2,6	m	
Altezza struttura		3	m	
Larghezza struttura		3,2	m	
Carico veicolare sulla soletta superiore				
Ldl	5,30		m	
Ldt	6,10		m	
Q	30,93		KN/mq	
Q + 9	39,93		kN/m2	
Q + 2.5	33,43		kN/m2	
Ldl sup	3,90		m	
Ldl inf	5,63		m	
Ldl sup	4,70		m	
Ldl inf	6,43		m	
Carico frenata				
q3	367,56		KN	
qf	21,6705343		KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate dal tandem				
	a riposo	attiva		
qacc sup	27,881	18,644	KN/mq	
qacc inf	11,944	7,987	KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate da carico accidentale				
	KN/mq		daN/cm2	
a riposo P =	4,541		0,045	
attiva P =	3,036		0,030	
Spinte sui piedritti (crescente)				
nodo	del terreno – attiva daN/cm2	del terreno - a riposo daN/cm2	tandem – attiva daN/cm2	tandem - a riposo daN/cm2
0	0,165	0,246	0,192	0,287
1	0,210	0,314	0,158	0,236
2	0,256	0,382	0,124	0,185
3	0,301	0,451	0,090	0,135
4	0,347	0,519	0,056	0,084

INVILUPPO				
	q	h	kN/mq	
Carico Stradale	2200	0,6	1320	
Carico terreno	1800	5,5	9900	
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1,4	1400	
sp. terreno equivalente		6,233333	11220	
Carico veicolare sulla soletta superiore				
Q	72,37		KN/mq	
Q + 9	81,37		kN/m2	
Q + 2.5	74,87		kN/m2	
Carico frenata				
q3	367,56		KN	
qf	34,40439106		KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate dal tandem				
	a riposo	attiva		
qacc sup	27,881	18,644	KN/mq	
qacc inf	11,944	7,987	KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate da carico accidentale				
	KN/mq		daN/cm2	
a riposo P =	4,541		0,045	
attiva P =	3,036		0,030	
Spinte sui piedritti (crescente)				
nodo	del terreno – attiva daN/cm2	del terreno - a riposo daN/cm2	tandem – attiva daN/cm2	tandem - a riposo daN/cm2
0	0,142	0,060	0,090	0,310
1	0,190	0,106	0,158	0,252
2	0,239	0,151	0,226	0,195
3	0,287	0,197	0,294	0,137
4	0,336	0,503	0,058	0,087

9.2.2. TOMBINI DI TIPOLOGIA 2X3

C_TS_05				
	q	h	kN/mq	
Carico Stradale	2200	0,5	1100	
Carico terreno	1800	10	18000	
Sovraccarico soletta inferiore	1000	2,1	2100	
sp. terreno equivalente		10,61111	19100	
Spessore soletta		1,2	m	
Quota sottoterra		10,5	m	
Altezza struttura		4,8	m	
Larghezza struttura		3,6	m	
Carico veicolare sulla soletta superiore				
Ldl	14,92		m	
Ldt	15,72		m	
Q	4,27		KN/mq	
Q + 9	13,27		kN/m2	
Q + 2.5	6,77		kN/m2	
Ldl sup	8,46		m	
Ldl inf	11,23		m	
Ldl sup	9,26		m	
Ldl inf	12,03		m	
Carico frenata				
q3	367,56		KN	
qf	6,844539787		KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate dal tandem				
	a riposo	attiva		
qacc sup	3,866	2,585	KN/mq	
qacc inf	2,242	1,499	KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate da carico accidentale				
	KN/mq		daN/cm2	
a riposo P =	4,541		0,045	
attiva P =	3,036		0,030	
Spinte sui piedritti (crescente)				
nodo	del terreno – attiva daN/cm2	del terreno - a riposo daN/cm2	tandem – attiva daN/cm2	tandem - a riposo daN/cm2
0	0,644	0,964	0,047	0,071
1	0,717	1,073	0,039	0,059
2	0,790	1,182	0,031	0,047
3	0,863	1,291	0,023	0,034
4	0,936	1,400	0,015	0,022

9.2.3. TOMBINI DI TIPOLOGIA 3X2

B_TP_02				
	q	h	kN/mq	
Carico Stradale	2200	0,65	1430	
Carico terreno	1800	5,4	9720	
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1,4	1400	
sp. terreno equivalente		6,194444	11150	
Spessore soletta		1,2	m	
Quota sottoterra		6,05	m	
Altezza struttura		4,2	m	
Larghezza struttura		5	m	
Carico veicolare sulla soletta superiore				
Ldl	9,78		m	
Ldt	10,58		m	
Q	9,66		KN/mq	
Q + 9	18,66		kN/m2	
Q + 2.5	12,16		kN/m2	
Ldl sup	5,89		m	
Ldl inf	8,31		m	
Ldl sup	6,69		m	
Ldl inf	9,11		m	
Carico frenata				
q3	367,56		KN	
qf	7,515258084		KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate dal tandem				
	a riposo		attiva	
qacc sup	7,680		5,136	KN/mq
qacc inf	3,995		2,671	KN/mq
Spinte sui piedritti provocate da carico accidentale				
	KN/mq			daN/cm2
a riposo P =	4,541			0,045
attiva P =	3,036			0,030
Spinte sui piedritti (crescente)				
nodo	del terreno – attiva daN/cm2	del terreno - a riposo daN/cm2	tandem – attiva daN/cm2	tandem - a riposo daN/cm2
0	0,376	0,563	0,093	0,139
1	0,440	0,658	0,076	0,114
2	0,504	0,753	0,060	0,089
3	0,567	0,849	0,043	0,065
4	0,631	0,944	0,027	0,040

B_TP_03				
	q	h	kN/mq	
Carico Stradale	2200	0,65	1430	
Carico terreno	1800	5,2	9360	
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1,4	1400	
sp. terreno equivalente		5,994444	10790	
Spessore soletta		1,2	m	
Quota sottoterra		5,85	m	
Altezza struttura		4,2	m	
Larghezza struttura		5	m	
Carico veicolare sulla soletta superiore				
Ldl	9,55		m	
Ldt	10,35		m	
Q	10,12		KN/mq	
Q + 9	19,12		kN/m2	
Q + 2.5	12,62		kN/m2	
Ldl sup	5,78		m	
Ldl inf	8,20		m	
Ldl sup	6,58		m	
Ldl inf	9,00		m	
Carico frenata				
q3	367,56		KN	
qf	7,696866264		KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate dal tandem				
	a riposo	attiva		
qacc sup	7,971	5,330	KN/mq	
qacc inf	4,103	2,744	KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate da carico accidentale				
	KN/mq		daN/cm2	
a riposo P =	4,541		0,045	
attiva P =	3,036		0,030	
Spinte sui piedritti (crescente)				
nodo	del terreno – attiva daN/cm2	del terreno - a riposo daN/cm2	tandem – attiva daN/cm2	tandem - a riposo daN/cm2
0	0,364	0,544	0,096	0,144
1	0,428	0,640	0,079	0,118
2	0,492	0,735	0,062	0,092
3	0,555	0,830	0,045	0,067
4	0,619	0,926	0,027	0,041

CA349

Relazione di calcolo

D_TS_01				
	q	h	kN/mq	
Carico Stradale	2200	0,65	1430	
Carico terreno	1800	5,4	9720	
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1,4	1400	
sp. terreno equivalente		6,194444	11150	
Spessore soletta		1,2	m	
Quota sottoterra		6,05	m	
Altezza struttura		4,2	m	
Larghezza struttura		5	m	
Carico veicolare sulla soletta superiore				
Ldl	9,78		m	
Ldt	10,58		m	
Q	9,66		KN/mq	
Q + 9	18,66		kN/m2	
Q + 2.5	12,16		kN/m2	
Ldl sup	5,89		m	
Ldl inf	8,31		m	
Ldl sup	6,69		m	
Ldl inf	9,11		m	
Carico frenata				
q3	367,56		KN	
qf	7,515258084		KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate dal tandem				
	a riposo	attiva		
qacc sup	7,680	5,136	KN/mq	
qacc inf	3,995	2,671	KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate da carico accidentale				
	KN/mq		daN/cm2	
a riposo P =	4,541		0,045	
attiva P =	3,036		0,030	
Spinte sui piedritti (crescente)				
nodo	del terreno – attiva daN/cm2	del terreno - a riposo daN/cm2	tandem – attiva daN/cm2	tandem - a riposo daN/cm2
0	0,376	0,563	0,093	0,139
1	0,440	0,658	0,076	0,114
2	0,504	0,753	0,060	0,089
3	0,567	0,849	0,043	0,065
4	0,631	0,944	0,027	0,040

CA349

Relazione di calcolo

INVILUPPO				
	q	h	kN/mq	
Carico Stradale	2200	0,65	1430	
Carico terreno	1800	5,4	9720	
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1,4	1400	
sp. terreno equivalente		6,194444	11150	
Carico veicolare sulla soletta superiore				
Q	260,42		KN/mq	
Q + 9	269,42		kN/m2	
Q + 2.5	262,92		kN/m2	
Carico frenata				
q3	367,56		KN	
qf	34,40439106		KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate dal tandem				
	a riposo	attiva		
qacc sup	27,881	18,644	KN/mq	
qacc inf	11,944	7,987	KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate da carico accidentale				
	KN/mq		daN/cm2	
a riposo P =	4,541		0,045	
attiva P =	3,036		0,030	
Spinte sui piedritti (crescente)				
nodo	del terreno – attiva daN/cm2	del terreno - a riposo daN/cm2	tandem – attiva daN/cm2	tandem - a riposo daN/cm2
0	0,376	0,563	0,096	0,144
1	0,440	0,828	0,036	0,010
2	0,504	0,867	0,033	0,020
3	0,567	0,905	0,030	0,031
4	0,631	0,944	0,027	0,041

9.2.1. TOMBINI DI TIPOLOGIA TUBOLARE

SV-TS-01 (DN1500)				
	q	h	kN/mq	
Carico Stradale	2200	0,3	660	
Carico terreno	1800	1,2	2160	
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1,05	1050	
sp. terreno equivalente		1,566667	2820	
Spessore soletta		0,15	m	
Quota sottoterra		1,5	m	
Altezza struttura		1,8	m	
Larghezza struttura		1,8	m	
Carico veicolare sulla soletta superiore				
Ldl	3,48		m	
Ldt	4,28		m	
Q	67,10		KN/mq	
Q + 9	76,10		kN/m2	
Q + 2.5	69,60		kN/m2	
Ldl sup	3,27		m	
Ldl inf	4,30		m	
Ldl sup	4,07		m	
Ldl inf	5,10		m	
Carico frenata				
q3	367,56		KN	
qf	58,66130422		KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate dal tandem				
	a riposo	attiva		
qacc sup	22,803	15,248	KN/mq	
qacc inf	13,780	9,215	KN/mq	
Spinte sui piedritti provocate da carico accidentale				
	KN/mq		daN/cm2	
a riposo P =	4,541		0,045	
attiva P =	3,036		0,030	
Spinte sui piedritti (crescente)				
nodo	del terreno – attiva daN/cm2	del terreno - a riposo daN/cm2	tandem – attiva daN/cm2	tandem - a riposo daN/cm2
0	0,095	0,142	0,257	0,385
1	0,122	0,183	0,216	0,323
2	0,150	0,224	0,175	0,261
3	0,177	0,265	0,133	0,200
4	0,204	0,306	0,092	0,138

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

10. ANALISI DEI CARICHI – TOMBINI CON SOVRACCARICHI FERROVIARI

Nel caso del tombino a sezione rettangolare TS_SV_01_ARST i sovraccarichi sono quelli dovuto alla linea ferroviaria. Ai fini del calcolo è possibile considerare le medesime metodologie viste per i tombini con sovraccarichi stradali, salvo alcune specificazioni di cui al paragrafo seguente.

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio.

Si considerano nel calcolo delle sollecitazioni agenti nel tombino i seguenti carichi. I dettagli relativi a ciascuna condizione di carico sono riportati nel paragrafo di analisi dei carichi. In particolare la normativa di riferimento (NTC 2018 – Paragrafo §5.2.) classifica i carichi ferroviari nelle categorie di “traffico ferroviario normale” e “traffico ferroviario pesante”.

Assumendo cautelativamente quest’ultima come categoria di progetto, si hanno i seguenti casi di carico, implementati all’ interno del programma:

CDC	Tipo	Descrizione
1	Ggk	Peso proprio della struttura
2	Gk	Strati superiori di terreno e ferrovia
3	Qk	Sovraccarichi ferroviari
4	Gk	Peso dell’ acqua sulla soletta di base
5	Gk	Spinta a riposo del terreno su piedritto sinistro
6	Gk	Stina attiva del terreno su piedritto destro
7	Gk	Spinta attiva terreno su piedritto destro
8	Gk	Spinta a ripoo terreno su piedritto destro
9	Qk	Spinta a riposo sul piedritto sinistro dovuta al sovraccarico stradale
10	Qk	Spinta attiva sul piedritto sinistro dovuta al sovraccarico stradale
11	Qk	Spinta attiva sul piedritto destro dovuta al sovraccarico stradale
12	Qk	Spinta a riposo sul piedritto destro dovuta al sovraccarico stradale
13	Qk	Effetti della temperatura
14	Qk	Effetti del ritiro

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente e vengono automaticamente elaborate dal programma di calcolo.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

Carico stradale	= 2200 kN/m ³
Carico terreno	= 1820 kN/m ³
Sovraccarico soletta inferiore	= 1000 kN/m ³

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

10.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

Con riferimento al tombino TS_SV_01_ARST si descrivono le metodologie di calcolo per la determinazione delle azioni agenti nella analisi.

DIMENSIONI								
COMPLESSIVE			SOLETTA BASE		RITTI		SOLETTA SUPERIORE	
L [m]	B [m]	H [m]	b [m]	h [m]	b [m]	h [m]	b [m]	h [m]
36,5	3	3,2	3	0,7	0,5	3,2	3	0,5

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

SOLETTA BASE (4 ELEMENTI)	50x75 cm
RITTI (4 ELEMENTI)	50x80 cm
SOLETTA SUPERIORE (4 ELEMENTI)	50x75 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0.6
Carico terreno	1800	1.6
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1.4

Secondo il paragrafo § 5.2. delle NTC 2018, per i ponti ferroviari con traffico ferroviario pesante è possibile considerare la distribuzione di sovraccarichi dovuto all'esercizio ferroviario come indicati nello schema seguente (modello di carico SW/2):

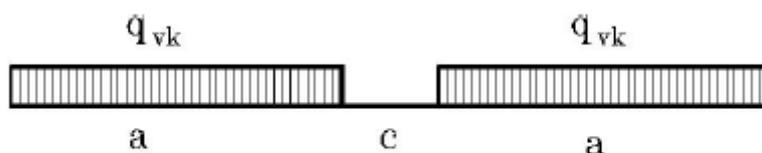


Fig. 5.2.2 -Modelli di carico SW

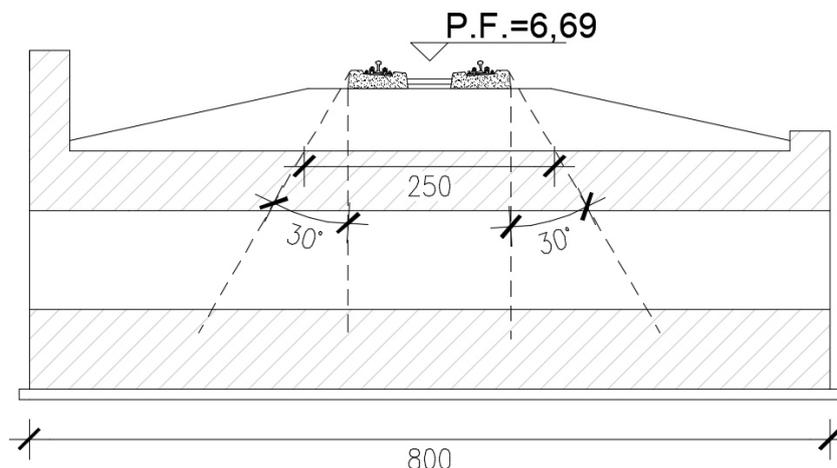
Tab. 5.2.I - Caratteristiche Modelli di Carico SW

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

In tale caso il coefficiente di adattamento "alfa" da adottarsi nella progettazione è pari a 1,0 e pertanto può essere trascurato.

Si ipotizza per il tombino la posizione più gravosa ovvero quella in cui il baricentro della sua sezione trasversale si trova a metà di uno dei due tratti di lunghezza $a = 25$ m.

Tale carico lineare può essere convertito in carico superficiale uniformemente distribuito sulla soletta superiore considerando un angolo di propagazione di 30° come indicato nella figura seguente:



Si ottiene pertanto un carico $q_{vk} = 150 / 2.5 = 60$ kN/mq.

E' possibile considerare le medesime configurazioni di carico viste per i tombini con sovraccarico stradale con la differenza che in questo carico non si hanno carichi concentrati (carichi tandem) mentre il carico distribuito di 9 kN/mq viene sostituito con q_{vk} .

10.2 RISULTATI

Si riporta l'analisi dei carichi per il tombino TS_SV_01_ARST considerando, come indicato a paragrafo §5.2.2.1.1 - *Carichi permanenti portati*, un peso relativo della massicciata, dell'armamento e della impermeabilizzazione (inclusa la protezione), pari a 18 kN/mc. L'altezza tra piano del ferro (P.F.) e estradosso della soletta viene assunto pari a 80 cm.

TS_SV_01_ARST			
	q	h	kN/mq
Carico Stradale	1800	0,8	1440
Carico terreno	1800	0	0
Sovraccarico soletta inferiore	1000	0,56	560
sp. terreno equivalente		0,8	1440
Spessore soletta		0,8	m
Quota sottoterra		0,8	m
Altezza struttura		2,4	m
Larghezza struttura		3,2	m
Carico veicolare sulla soletta superiore			
Ldl	3,32		m
Ldt	4,12		m
sovraccarico	60,00		kN/m2
Ldl sup	2,86		m
Ldl inf	4,25		m
Ldl sup	3,66		m
Ldl inf	5,05		m
Spinte sui piedritti provocate da carico accidentale			
		KN/mq	daN/cm2
a riposo P =		30,272	0,303
attiva P =		20,243	0,202
Spinte sui piedritti (crescente)			
nodo	del terreno – attiva daN/cm2	del terreno - a riposo daN/cm2	
0	0,049	0,073	
1	0,085	0,127	
2	0,121	0,182	
3	0,158	0,236	
4	0,194	0,291	

ANALISI E VERIFICA DEI MURI DI IMBOCCO/SBOCCO

Nel seguente paragrafo verrà riportata la verifica per i muri di sostegno di imbocco/sbocco dei tombini maggiormente sollecitati. Si riportano le caratteristiche dei materiali e le scelte progettuali (diametro e passo delle armature), dunque le verifiche effettuate dal risolutore automatico con la loro descrizione secondo il riferimento normativo. Date le configurazioni geometriche riportate negli

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

elaborati grafici di progetto si considera, in termini cautelativi, come sezione di verifica quella del paramento verticale di imbocco/sbocco, ipotizzato pieno (in assenza, dunque, del foro di ingresso/uscita del tombino) e sollecitato dalle spinte del rilevato per tutta la sua altezza. Le spinte del carico stradale non interessano tali muri in quanto la propagazione delle tensioni dovute ad esse negli strati di terreno non va a toccare le sagome dei muri. Definite le armature di progetto dei paramenti di imbocco viene applicata per i muri trasversali ad esso i quali risultano automaticamente verificati in quanto aventi medesimo spessore e armature e quote del terreno spingente via via minori. Ai fini del calcolo si è considerata una lunghezza del muro di sostegno di 1 m.

Si specificano le caratteristiche dell'opera:

Materiali utilizzati

Peso specifico del muro $\gamma_m = 2500 \text{ kg/m}^3$

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica $R_{ck} = 300 \text{ Kg/cm}^2$
 Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 156 \text{ Kg/cm}^2$

Caratteristiche armature

Tipo acciaio B 450 C
 Resistenza di calcolo $f_{yd} = 3913 \text{ Kg/cm}^2$

Caratteristiche geotecniche dei terreni

Terreno a valle del muro

Peso specifico $\gamma_{tv} = 1800 \text{ kg/m}^3$
 Angolo di attrito $\varphi_v = 29.70^\circ$
 Angolo di attrito terra-muro $\delta_v = 24.33^\circ$
 Coesione $c'_v = 16400 \text{ kg/m}^2$

Terreno di fondazione del muro

Peso specifico $\gamma_{tf} = 1800 \text{ kg/m}^3$
 Angolo di attrito $\varphi_f = 29.70^\circ$
 Coesione $c'_f = 16400 \text{ kg/m}^2$

Terreno a monte del muro

Peso specifico $\gamma_{tm} = 1800 \text{ kg/m}^3$
 Angolo di attrito $\varphi_m = 29.70^\circ$
 Angolo di attrito terra-muro $\delta_m = 24.33^\circ$
 Coesione $c'_m = 16400 \text{ kg/m}^2$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Nei paragrafi successivi vengono indicati i criteri di modellazione e verifica. La soluzione così determinata può essere applicata, previo adattamento geometrico e delle lunghezze delle armature, ad ogni configurazione di imbocco/sbocco del tombini.

10.1 Descrizione della normativa e del metodo di calcolo

Le verifiche geotecniche e di resistenza vengono eseguite secondo i dettami del D.M. 17 gennaio 2018: la verifica di stabilità globale viene effettuata secondo l'approccio DA1-C2 (A2+M2+R2) mentre le rimanenti verifiche (scorrimento, carico limite, ribaltamento e di resistenza) vengono effettuate secondo l'approccio DA2 (A1+M1+R3). Le verifiche per azioni sismiche vengono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici: l'analisi in condizioni sismiche viene eseguita utilizzando il metodo pseudo-statico.

Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma

Località:	ALGHERO (SS)	
Vita nominale	$V_N =$	50 anni
Tipo di costruzione	tipo =	2
Classe d'uso	$Cl_U =$	IV
Coefficiente d'uso	$C_U =$	2.0
Periodo di riferimento	$V_R =$	100 anni
Probabilità di superamento	$P_{Vr} =$	10%
Periodo di ritorno	$T_R =$	949 anni
Accelerazione orizzontale massima	$a_g =$	0.0599 g
Lo spettro di risposta utilizzato è quello definito dalla normativa		
Accelerazione orizzontale massima	$a_g =$	0.0599 g
Categoria di sottosuolo	suolo =	D
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_S =$	1.80000
Categoria topografica	$C_T =$	T1

CA349

Relazione di calcolo

Coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.00000$

Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima

verifiche locali $\beta_m^* = 1.00000$

verifica di stabilità globale $\beta_s = 0.20000$

Coefficienti sismici per le verifiche locali

orizzontale $k_h = 0.10782$

verticale $k_v = 0.05391$

Coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale

orizzontale $k_h = 0.02156$

verticale $k_v = 0.01078$

* Il muro non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

Coefficienti parziali per le azioni

Tipo CMB	γ_{G1max}	γ_{G1min}	γ_{G2max}	γ_{G2min}	γ_Q/ψ_{2i}
DA2 (A1)	1.30	1.00	1.50	0.80	1.50
DA1-C2 (A2)	1.00	1.00	1.30	0.80	1.30
SIS	1.00	-	1.00	-	0.60

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tipo CMB	γ_ϕ	$\gamma_{c'}$	γ_γ
DA2 (M1)	1.00	1.00	1.00
DA1-C2 (M2)	1.25	1.25	1.00
SIS	1.00	1.00	1.00

Coefficienti per la determinazione delle masse sismiche

Carichi permanenti strutturali G1 $\gamma_{G1} = 1.00$

Carichi permanenti non strutturali G2 $\gamma_{G2} = 1.00$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Carichi variabili Q $\psi_{Ei} = 0.60$

Coefficienti parziali per le verifiche

Verifica	DA2 (R3)	DA1-C2 (R2)	SIS
Capacità portante fondazione	1.40	-	(R3) 1.20
Scorrimento	1.10	-	(R3) 1.00
Ribaltamento	1.15	-	(R3) 1.00
Stabilità globale	-	1.10	(R2) 1.20

Combinazioni per le verifiche locali e di resistenza

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_E^1
1	DA2	1.30	1.50	1.50	0.00
2	DA2	1.30	1.50	0.00	0.00
3	DA2	1.30	0.80	1.50	0.00
4	DA2	1.30	0.80	0.00	0.00
5	DA2	1.00	1.50	1.50	0.00
6	DA2	1.00	1.50	0.00	0.00
7	DA2	1.00	0.80	1.50	0.00
8	DA2	1.00	0.80	0.00	0.00
9	SIS	1.00	1.00	0.60	+1.00
10	SIS	1.00	1.00	0.60	-1.00

¹ Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo \downarrow e negativo \uparrow .

10.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

La teoria di Mononobe-Okabe fa uso del *metodo dell'equilibrio limite* e può essere considerata una estensione del metodo di Coulomb, in cui alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno vengono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le ipotesi che stanno alla base del metodo sono quindi:

1. Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.
2. Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.
3. Superficie di rottura piana.
4. Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.
5. La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.
6. Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.
7. Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.
8. L'effetto delle accelerazioni k_h e k_v viene intrinsecamente considerato nel baricentro del cuneo instabile.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$P_{a/p} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a/p}$$

il coefficiente $K_{a/p}$ viene calcolato utilizzando la formulazione di Mononobe-Okabe proposta nell'ordinanza 3274 e successiva correzione 3316, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro.

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno.

δ = angolo di attrito terreno-muro.

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}}{\sqrt{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo θ è unico e la spinta attiva e passiva risulta univocamente determinata; viceversa le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

10.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

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

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_γ, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

d_γ, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

i_γ, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_γ, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_γ, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi; \quad N_q = tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg\phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5 \quad (\text{se } \eta=0); \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5 \quad (\text{se } \eta>0)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot tg\beta)^5; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot tg\phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot tg\phi)}$$

$$\text{dove: } k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \text{arctg}\left(\frac{D}{B_f}\right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1)$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

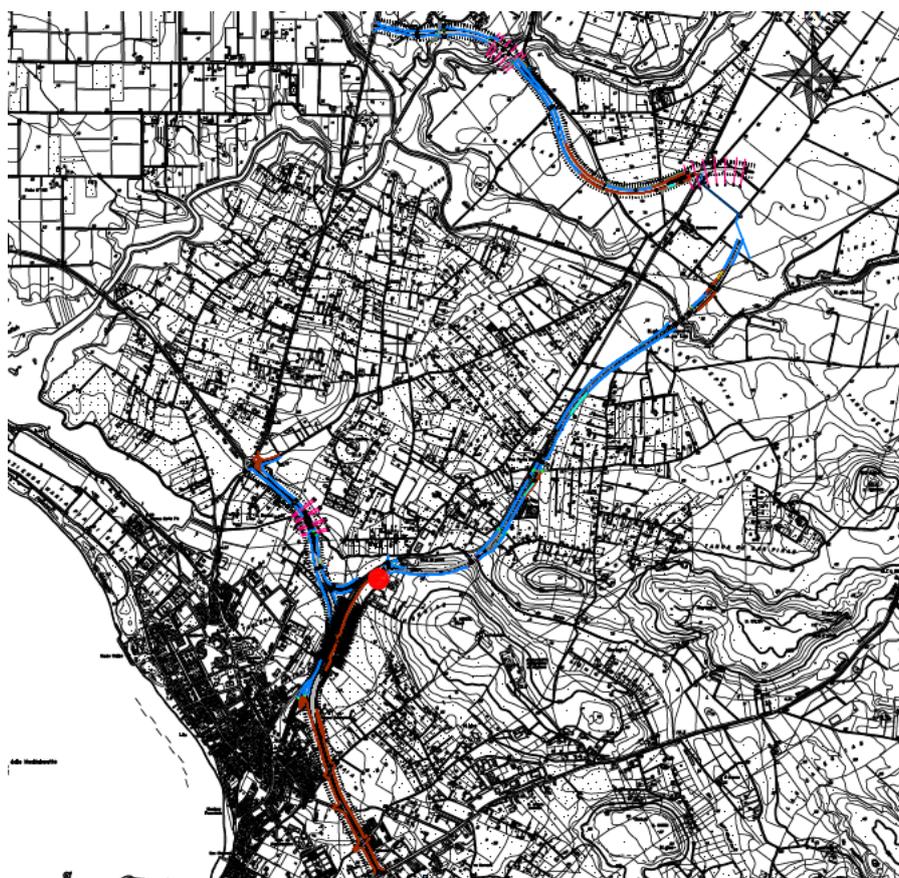
* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff. s_i insieme a i_i .

11. SISTEMI SPINGITUBO/MICROTUNNELLING

11.1 TOMBINO SV - TS- 01-ARST

DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Viene prevista la realizzazione di un tombino sottovia alla rete ferroviaria SASSARI-ALGHERO in cui si ha la presenza di due binari. Se ne prevede la realizzazione mediante la tecnica dello spingitubo in modo da evitare l'interruzione del servizio ferroviario. Di seguito viene indicata la posizione dell'opera all'interno dell'inquadramento generale del lotto di intervento, una descrizione generale della tecnologia e descrizione delle specifiche fasi previste per la realizzazione e infine la programmazione delle fasi di lavorazione.



Codifica interferenza	Prog. ARST	Quota P.F.	Hmin P.F. intradosso opera
SV-TS- 01 ARST	28+616,20	6,69m s.l.m.	1,50m

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

DESCRIZIONE GENERALE DELLA TECNOLOGIA SPINGITUBO

La tecnica spingitubo è un sistema particolare utilizzato per realizzare scavi di condotte da molto brevi fino a raggiungere lunghe distanze. In questo articolo andremo a scoprire come funziona, quali sono i benefici che ne derivano, quali sono i diversi metodi utilizzati e le loro differenze. Le tecniche spingitubo si dividono in due macro categorie chiamate il Pipe Jacking nel caso in cui il sistema di spinta sia Idraulico o Pipe Ramming nel caso in cui il sistema di spinta sia Pneumatico. La tecnica spingitubo utilizza una tecnologia "No Dig" che significa senza scavo a cielo aperto. Grazie a questo sistema è possibile difatti realizzare dei tunnel sotterranei anche molto lunghi senza effettuare scavi preventivi. Le tecniche spingitubo sono un modo economico per installare tubi in acciaio, vetroresina, cemento armato, sotto le strade, la ferrovie, letti di fiumi e torrenti o altre strutture impossibili da rimuovere. La procedura è economica, sicura ed ha un bassissimo impatto ambientale, uno dei limiti di questa tecnologia è l'estensione dei tubi che ad oggi ha raggiunto una lunghezza massima di 1,8 km con un tubo da 1,2 m. Questa tecnica risale già agli inizi degli anni 70 e da allora è stata utilizzata con ottimi risultati, per installare tubazioni che portano petrolio, gas naturale, prodotti petrolchimici, acqua, fognatura e altri fluidi. Sono state installate guaine per portare cavi elettrici e cavi a fibre ottiche. Oltre a sottopassi di fiumi e canali d'acqua, sono state installate condotte sottopassando strade di grande comunicazione, linee ferroviarie, piste di aeroporto, accessi alla costa, zone congestionate di edifici e futuri canali idrodinamici.

La procedura spingitubo come accennato esiste di due tipologie, per spinta idraulica o per spinta ad pneumatica, nel primo caso si ha bisogno di realizzare un pozzetto con muro di spinta, mentre quello pneumatico non ne ha bisogno. Il funzionamento di entrambi Prevedono 4 fasi essenziali:

- Realizzazione della camera di spinta - in questa fase viene realizzata una stanza scavando nel terreno circa 10 x 4,5 m con una profondità variabile a seconda delle dimensioni del tubo da inserire, in seguito verrà qui montato tutto il necessario per avviare la perforazione;

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

- Realizzazione del muro di spinta e platea - solo se necessario e della platea di fondo alta circa 40cm, nel caso in cui le tubature da inserire siano di acciaio vanno lasciati circa 60 cm tra il tubo e la platea, per poter effettuare in seguito le opportune saldature.
- Posa degli strumenti - Una volta realizzata la camera di spinta è possibile posarvi l'attrezzatura necessaria ossia martinetti idraulici, scudo di testata completo di attrezzi per lo scavo sul fronte e pistoncini direzionali, laser autolivellante per il controllo planoaltimetrico del fronte di scavo.
- Spinta delle tubatura - a questo punto si può iniziare la perforazione seguendo la tecnica specifica di foratura sopra elencata, ma mano che il tubo penetra nel foro realizzato ne verranno calati altri pezzi nella camera di spinta e verranno saldati o comunque fissati tra di loro sia che essi siano in acciaio, che essi siano in calcestruzzo.
- Creazione di un pozzo di arrivo - verrà creata una stanza di arrivo nel punto esatto stabilito dal progetto, qui la tubazione sfocerà una volta attraversato tutto il percorso stabilito.

FASI DI REALIZZAZIONE

Si prevedono le seguenti fasi realizzative. Di seguito vengono riportati i dettagli di progetto della realizzazione. Per ulteriori specificazioni si fa riferimento agli elaborati grafici e alle relazioni idrauliche.

1) LAVORI PRELIMINARI DEL SISTEMA DI SOSTEGNO

- a. Rilievo topografico: al fine di definire le quote di scavo, possibili interferenze con altri servizi e per la preparazione del cantiere. Se ritenuto necessario è possibile svolgere indagini mediante Georadar come tipicamente viene svolto per le fasi di realizzazione della tecnologia di microtunnelling.
- b. Progettazione del sistema di sostegno: atto a sostenere le strutture e i macchinari di spinta e di scavo necessari alla realizzazione dell'attraversamento.
- c. Posizionamento dei capisaldi di rilevamento topografico per controllo monolite

2) LAVORI PREPARATORI E VARO N.1 PONTE

- 3) Scavo e posa in opera di n.1 travi di manovra HEB400 L=6 m e cordolo in calcestruzzo.
- 4) MONTAGGIO N. 2 TRAVI HEB200 L=4,4 M PER IL CONTROVENTO ORIZZONTALE DELLE TRAVI DI MANOVRA
- 5) POSA IN OPERA DEI DISPOSITIVI DI SCORRIMENTO E CONTROLLO-REGOLAZIONE
- 6) SPINTA MONOLITE (LUNGHEZZA DI SPINTA CIRCA 15,5 M)
- 7) SMONTAGGIO N.2 TRAVI HEB200 L=4,4M PER IL CONTROVENTO ORIZZONTALE DELLE TRAVI DI MANOVRA
- 8) SMONTAGGIO PONTI, TRAVI DI MANOVRA, RIPOSTIGIO BALLAST E LIVELLAMENTO BINARIO

PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Si richiedono le seguenti prescrizioni sui materiali da costruzione:

PRESCRIZIONI E MATERIALI

CLS FONDAZIONI E ELEVAZIONI STRUTTURE SCATOLARI	Conforme alla UNI EN 206-1 Classe di esposizione XC2 Rck (UNI 11104) ≥ 35 Mpa Classe di resistenza (UNI 11104) C28/35 Rapporto max a/c (FS N1/SC/PS-OM/2298) 0.50 Tipo cemento Portland Contenuto minimo cemento (UNI 11104) 320 kg/m ³ Dimensione max aggregati 32 mm Classe di consistenza S4 Copriferro minimo (FS N1/SC/PS-OM/2298) 40 mm
ACCIAIO PER C.A.	FeB 44 K controllato in stabilimento per f ≤ 26 mm FeB 38 K controllato in stabilimento per f > 26 mm $f_y / f_{yk} \leq 1.35$ (f_t / f_y) medio ≥ 1.13
ACCIAIO PER R.E.S.	$f_{yk} \geq 390$ Mpa $f_{tk} \geq 440$ Mpa $f_{yk} / f_{tk} \leq 1.10$
ACCIAIO PER CENTINATURE E PROFILATI	Fe 430
ACCIAIO PER ARMATURE TUBOLARI	Fe 510

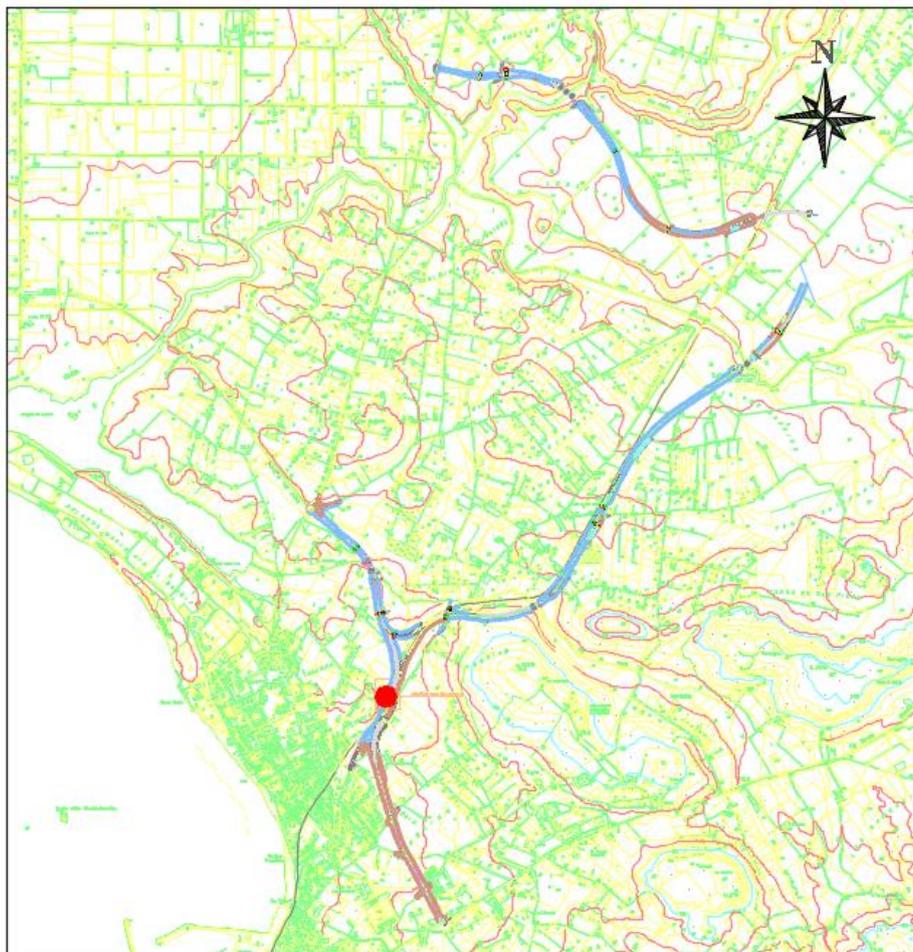
CALCESTRUZZO MAGRO DOSAGGIO 1.5 q.li cem. R325/mc Rck ≥ 15 Mpa

Calcestruzzo:

- Lo scarico del calcestruzzo dal mezzo di trasporto nelle casseforme dovrà avvenire con tutti gli accorgimenti atti a evitare la segregazione, in particolare dovrà adottarsi un tubo-getto e l'altezza di caduta libera del calcestruzzo fresco, misurata all' uscita della bocca del tubo, non dovrà essere mai maggiore di 100 cm.
- Il calcestruzzo dovrà cadere verticalmente ed essere steso in strati orizzontali di spessore, misurato dopo la variazione, non maggiore di 50 cm.
- E' vietato scaricare il conglomerato in unico cumulo e distenderlo con l'impiego del vibratore.

11.2 TOMBINO SV - TS- 02 - ARST

Nel presente paragrafo viene descritta la metodologica da attuare per la messa in opera del doppio tombino SV - TS- 02 - ARST mediante la tecnica di tubo-camicia (microtunnelling).



Codifica interferenza	Prog. ARST	Quota P.F.	Hmin P.F. intradosso opera
D - TS - 02 - ARST	29+410,69	15,4 m s.l.m.	2,64m

DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Si prevede la realizzazione di un tombino di lunghezza pari a circa 12,3 m con andamento rettilineo. A protezione delle sezioni di imbocco e bocco vengono realizzati muri di sostegno in cemento armato. I terreni interessati dai lavori di scavo e spinta sono costituiti essenzialmente da sabbie con presenza di falda idrica. Tenendo conto dei suddetti parametri, per la scelta della tecnica operativa

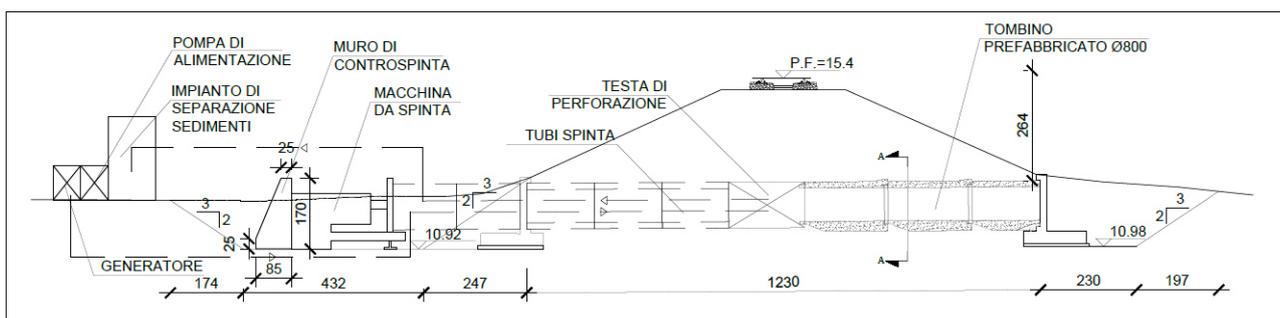
da adottare per la realizzazione dei manufatti in oggetto si è ritenuto opportuno optare per la tecnica di scavo con "microtunnelling". La suddetta tecnica prevede l'utilizzo di particolari attrezzature in grado di eseguire perforazioni orizzontali e contemporaneamente infiggere nel terreno, uno dopo l'altro, i vari conci di tubazione che costituiranno il manufatto di attraversamento tra due pozzi, di spinta e di arrivo. La perforazione da realizzarsi con testa d'avanzamento fresante eseguita sotto falda mediante anello di tenuta idraulica intestato sulla testa di perforazione avverrà mediante un sistema di guida a raggio laser su mira fotosensibile funzionante sotto controllo da sistema computerizzato per eventuali ed immediate correzioni delle deviazioni angolari nel corso della perforazione con martinetti idraulici operanti sulla testa fresante.

Si prevede la tubazione di protezione in acciaio qualità S355 (Fe 510) DN 1300, spessore 10 mm DE 1320 mm, snervamento di 355,00 N/mm², con protezione esterna a cicli di verniciatura, internamente protetto con prodotti a base bituminosa, saldato ad arco testa/testa con le estremità calibrate e smussate, con pendenza uniforme pari al due per mille in direzione della camera di arrivo.

Le modalità d'esecuzione per la posa delle tubazioni con la tecnica del microtunnelling sono sintetizzate nello schema di seguito rappresentato:



Planimetria di scavo



Schema di perforazione



Immagini di esempio

DESCRIZIONE DELLE FASI REALIZZATIVE

La tecnica del microtunneling che si vuole mettere in pratica richiede la realizzazione delle seguenti fasi:

1. Esecuzione dell'indagine georadar per individuare i sottoservizi ed eventuali residuati bellici
2. Realizzazione delle camere di spinta e di arrivo del tombino nelle zone di imbocco e sbocco mediante scavi e sistemazioni del terreno fino alla quota di posa della platea di fondo dei muri di sostegno.
3. Realizzazione dello strato di sottofondo in calcestruzzo magro e della platea di fondazione.
4. Predisposizione delle armature e getto della parete di spinta.
5. Posizionamento delle attrezzature di scavo e spinta e posa in opera del tubo camicia in acciaio DN1300
6. Inserimento del tombino in conci prefabbricati in calcestruzzo armato all'interno del tubo camicia
7. Rimozione delle attrezzature di cui al punto 5, esecuzione dei muri di imbocco/sbocco, sistemazione finale.

Tali fasi vengono descritte nel dettaglio nei paragrafi seguenti:

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

FASE 1: INDAGINI GEORADAR

L' area dove è previsto l'intervento di progetto, è attraversata da più o meno importanti reti di sottoservizi. L'indagine sarà eseguita in un'area di circa ml 50,00 per ml 20,00, dovrà servire ad individuare l'ubicazione dei sottoservizi presenti, la loro profondità e le eventuali interferenze con la struttura da realizzare. Dovranno essere ricercate eventuali masse ferrose e ordigni bellici. In ogni caso prima dell'esecuzione dei lavori si procederà a specifici sopralluoghi con i tecnici specializzati dei vari Gestori. Potranno essere previste nel corso d'esecuzione dei lavori la programmazione dei tempi per eventuali necessarie interruzioni dei diversi servizi di distribuzione.

FASE 2: REALIZZAZIONE DELLE CAMERE DI SPINTA E DI ARRIVO

La seconda fase consiste nella realizzazione in corrispondenza dell'area in cui verrà esercitata la spinta del tubo camicia, nel caso risulti necessario per esigenze altimetriche di posizionamento del tombino, di uno scavo a sezione obbligata, avente dimensioni in pianta pari a 10,00 m x 5,00 m e profondità pari a quella di progetto. La protezione delle pareti del pozzo di spinta e di arrivo avverrà mediante infissione di palancole a profilo profondo se necessarie. Per la presenza di falda è necessario predisporre apposito impianto drenante wellpoint. E l'uso di tutte le tecnologie per eseguire le operazioni di scavo a perfetta regola d'arte.

FASE 3: REALIZZAZIONE DELLA BASE DI SOTTOFONDO

La terza fase consiste della realizzazione, per tutta la superficie di base dello scavo, di uno strato di calcestruzzo di 20 cm armato con doppia rete elettrosaldata di diametro 10 mm e passo bidirezionale di 20 cm.

La suddetta platea, oltre a costituire l'elemento di appoggio per l'attrezzatura di scavo e spinta, consentirà di ripartire il peso di tale attrezzatura sul terreno sottostante in maniera tale da evitare cedimenti che possano compromettere la corretta esecuzione delle successive lavorazioni. Per evitare che durante la fase di spinta la macchina possa subire spostamenti o disassamenti, è buona prassi rendere il sistema di spinta solidale al fondo in c.a. della camera di spinta. A tal fine, sarà opportuno ancorare il telaio del macchinario ad apposite piastre dotate di tirafondi da posizionare durante la fase di getto della platea di fondo.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

FASE 4: REALIZZAZIONE DELLA PARETE DI SPINTA

La quarta fase consiste nel realizzare la parete di spinta che ha la funzione di contrastare e ripartire sul terreno retrostante la contropinta esercitata dalle apparecchiature deputate allo scavo ed infissione della tubazione di protezione. Il dimensionamento della suddetta parete dovrà tener conto dei parametri geomeccanici del terreno in sito e delle sollecitazioni trasmesse dalle attrezzature di spinta. Per evitare che durante la fase di spinta la macchina possa subire spostamenti o disassamenti tali da compromettere la corretta realizzazione dell'attraversamento, sarà opportuno verificare, prima dell'inizio delle attività di scavo ed infissione, la corretta verticalità del muro di spinta.

FASE 5: POSIZIONAMENTO DELLE ATTREZZATURE DI SCAVO E SPINTA E POSA IN OPERA DEL TUBO CAMICIA

La quinta fase consiste nel posizionamento dell'attrezzatura per lo scavo e l'infissione del tubo di protezione. Il posizionamento della macchina per lo scavo del tunnel verrà effettuato mediante autogru di portata adeguata, previa individuazione della direzione di progetto mediante picchettamento. La fase di posizionamento ed installazione della presso-fresatrice risulta fondamentale per la corretta esecuzione del manufatto di attraversamento. In particolare, sono previste le seguenti attività:

- la macchina, una volta calata all'interno del pozzetto di spinta, sarà allineata rispetto alla direzione di avanzamento prevista in progetto;
- la regolazione della pendenza al valore di progetto verrà effettuata mediante appositi martinetti idraulici;
- previa verifica della messa a terra dell'impianto di alimentazione elettrico e dell'efficienza dell'interruttore differenziale, la macchina sarà collegata ad una centralina idraulica dimensionata in relazione alla forza motrice necessaria al funzionamento dei dispositivi di spinta. Successivamente all'installazione di tutte le attrezzature, si procederà alla movimentazione del primo elemento di tubo da collocarsi su appositi appoggi di cui è dotata la macchina. Tale elemento avrà il bordo anteriore rinforzato per non deformarsi durante l'infissione nel terreno e dovrà essere dotato di anello di tenuta idraulica per la presenza di falda. I materiali di risulta saranno portati in superficie mediante un sistema di smarino a circolazione idraulica attraverso il quale il materiale scavato sarà trasportato idraulicamente in un container di sedimentazione. Il nuovo elemento di tubazione del controtubo verrà reso solidale al precedente mediante saldatura testa-testa del tipo ad arco sommerso. La testa

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

fresante da utilizzare per lo scavo dovrà essere dotata di rilevatore di masse metalliche nel corso delle operazioni di scavo, e durante la trivellazione dovrà essere verificata la congruenza tra avanzamento eseguito e materiale di risulta asportato.

FASE 6: INSERIMENTO DEL TOMBINO PREFABBRICATO

Nella fase 6 sarà inserita all'interno del tubo camicia DN 1300 il tombino di DN 800 e spessore variabile circonferenzialmente (si vedano elaborati esecutivi) in conci di calcestruzzo armato prefabbricato vibrocompresso.

La giunzione tra i conci deve essere effettuata prima della spinta del concio all'interno del tubo-camicia. Il giunto deve avere una adeguata capacità di resistenza agli assestamenti e durevole capacità di tenuta all'acqua. Esso viene predisposto secondo le indicazioni della casa produttrice dei conci prefabbricati.

FASE 7: REALIZZAZIONE DELLE EVENTUALI OPERE DI INBOCCO/SBOCCO

Completato l'inserimento dei conci prefabbricati vengono attrezzature di cui al punto 5, dunque vengono realizzati i muri in cemento armato all'imbocco allo sbocco con le fattezze tecnologiche e geometriche indicate negli elaborati di progetto. E' possibile l'utilizzo di connettori per la solidarizzazione tra i conci iniziale e finale del tombino ed il getto del muro di sostegno. A seguito della realizzazione e maturazione del calcestruzzo si provvede alla sistemazione del terreno al di sopra del muro e circostante l'opera.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

12. ALLEGATI

12.1 Verifiche Strutturali Tipologia 2x2 A, 2x2 B – modello di riferimento B_TP_01

11.1.1. INTRODUZIONE

Si riportano le caratteristiche dei materiali e le scelte progettuali (diametro e passo delle armature), dunque le verifiche effettuate dal risolutore automatico con la loro descrizione secondo il riferimento normativo.

11.1.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

11.1.3. ARMATURE DI PROGETTO

Elemento strutturale	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
PIEDRITTO SINISTRO	Φ20 passo 10 cm	Φ20 passo 10 cm
PIEDRITTO DESTRO	Φ20 passo 10 cm	Φ20 passo 10 cm
SOLETTA SUPERIORE	Φ20 passo 15 cm	Φ20 passo 15 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ20 passo 15 cm	Φ0 passo 15 cm

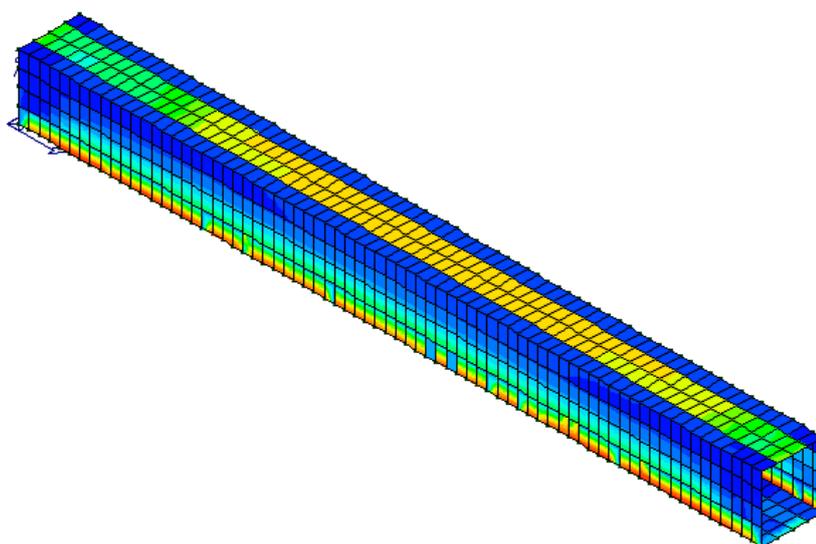
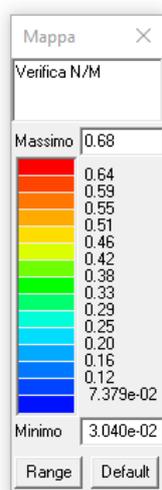
11.1.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.). In seguito vengono riportati i risultati in termini grafici delle seguenti grandezze:

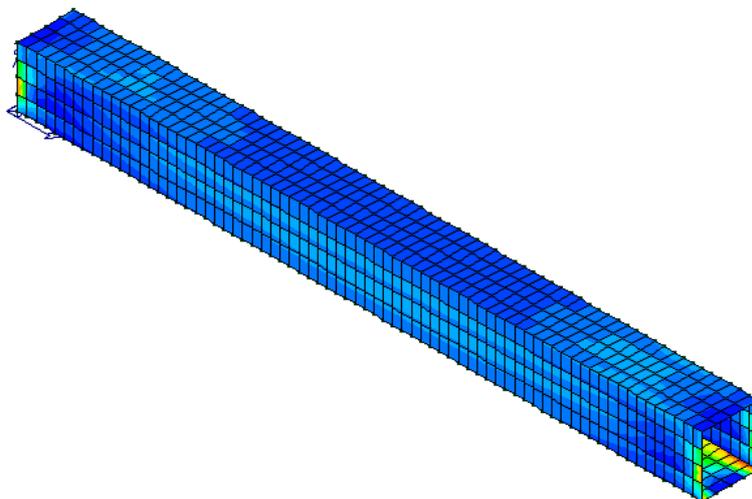
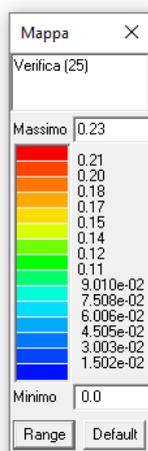
- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd
- Rapporto x/d (SLU): rapporto tra la posizione dell' asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)

- Verifica a taglio nella direzione principale e secondaria
- Presenza o meno di richiesta di armatura integrativa
- Verifica fessurativa (SLE) per le combinazioni rara, frequente, quasi permanente
- Tensioni nel calcestruzzo in fase di esercizio (SLE)

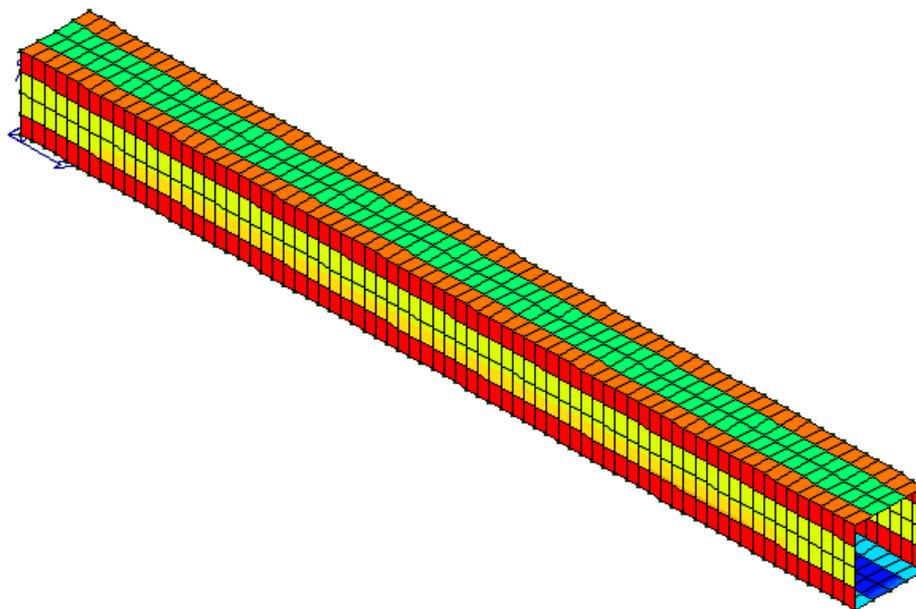
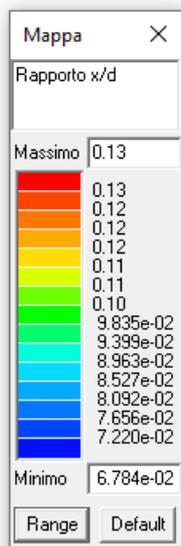
11.1.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



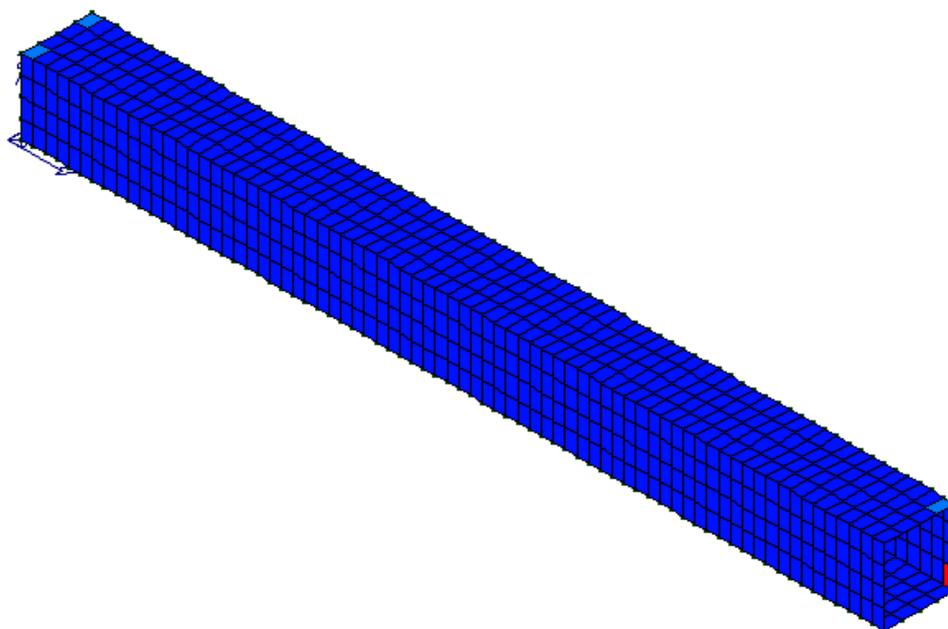
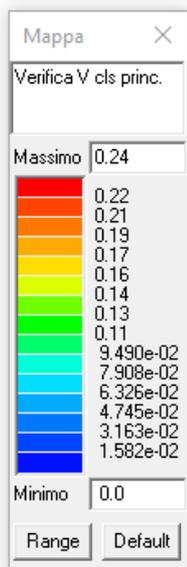
Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



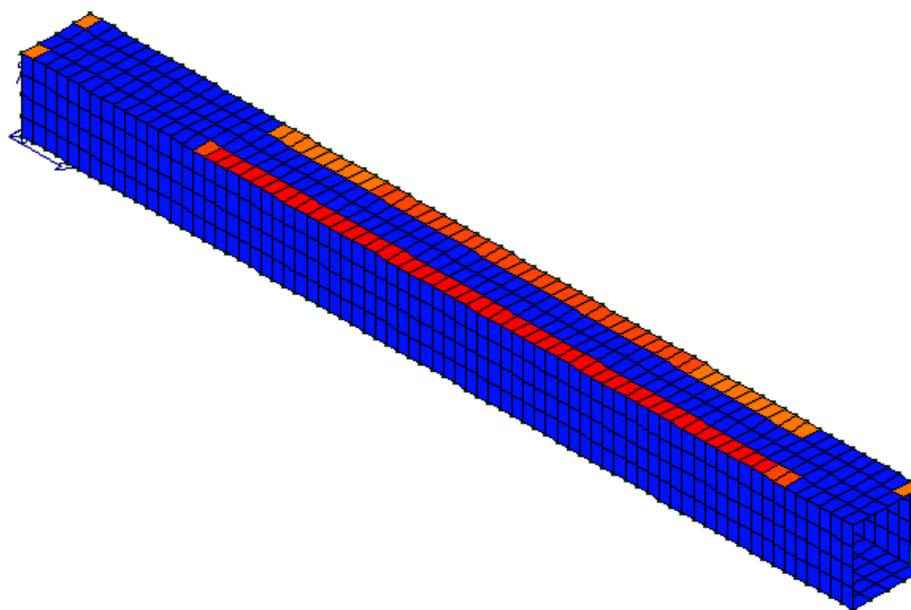
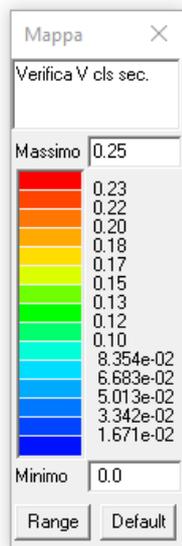
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di f_{cd}



Rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)



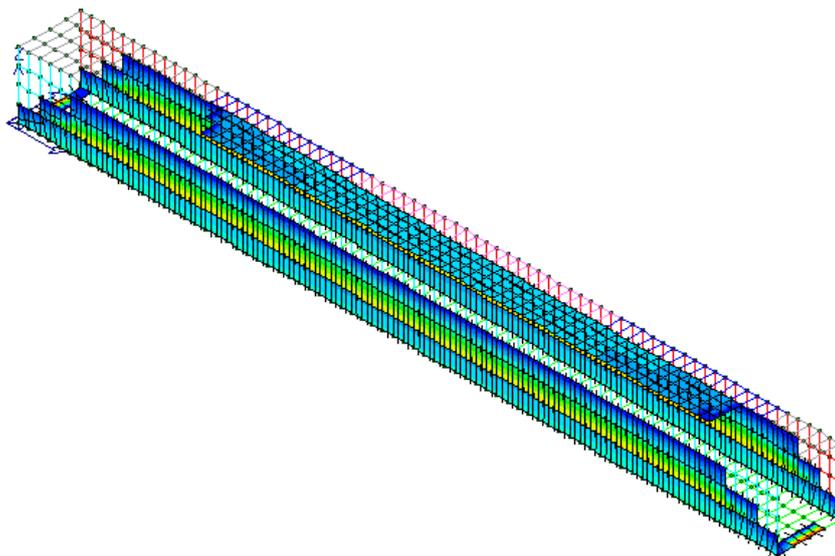
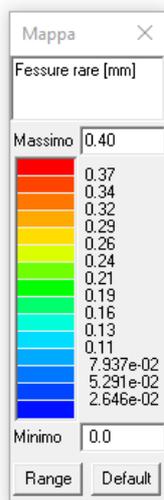
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



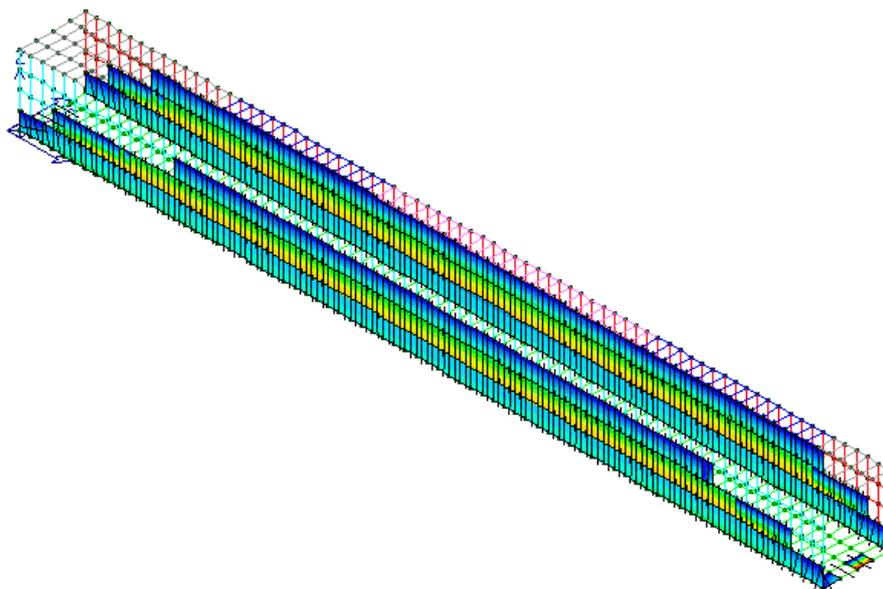
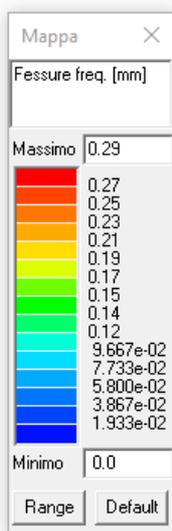
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.1.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

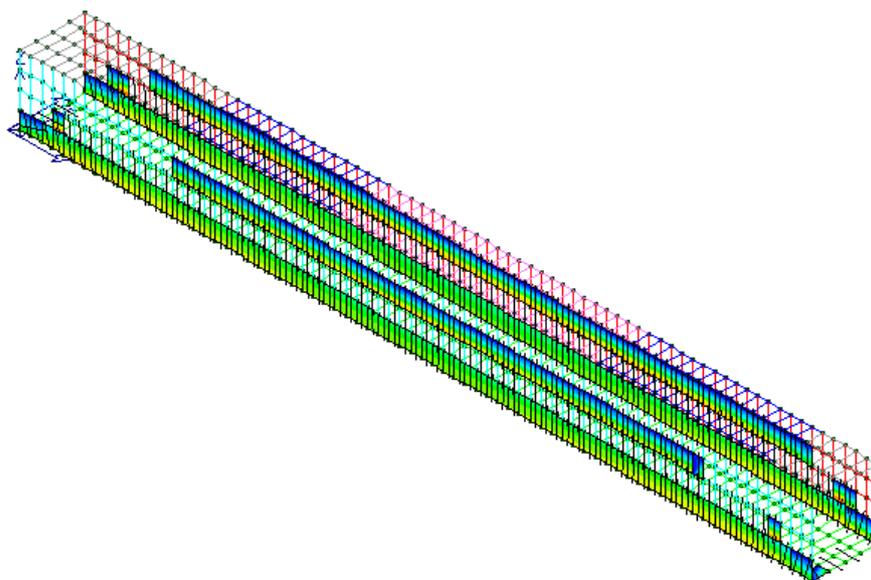
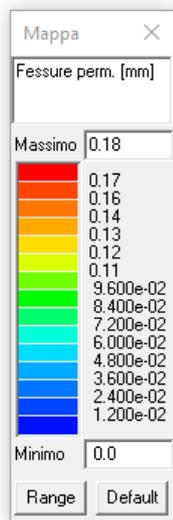
La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attive (a destra) – caso più gravoso.



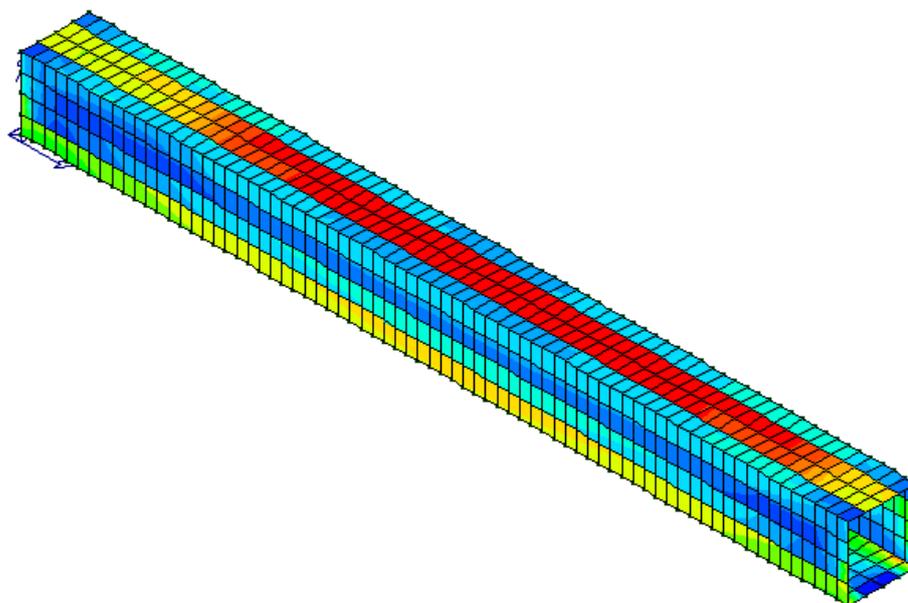
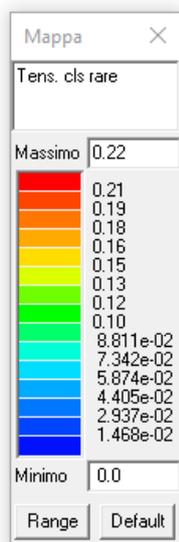
Fessure in mm (verificato se <0.4 mm) (SLE - rare)



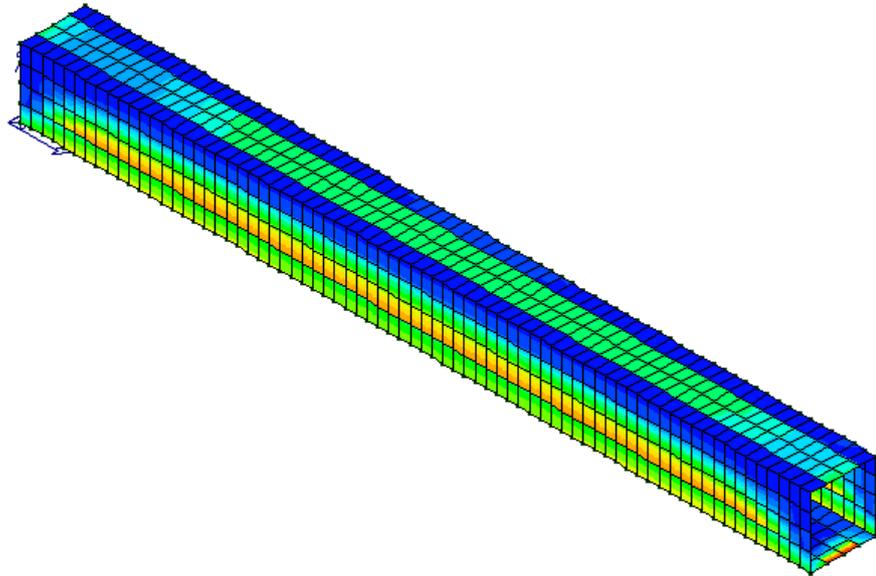
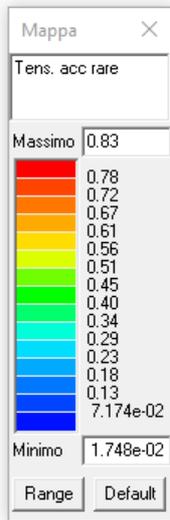
Fessure in mm (verificato se <0.3 mm) (SLE - frequenti)



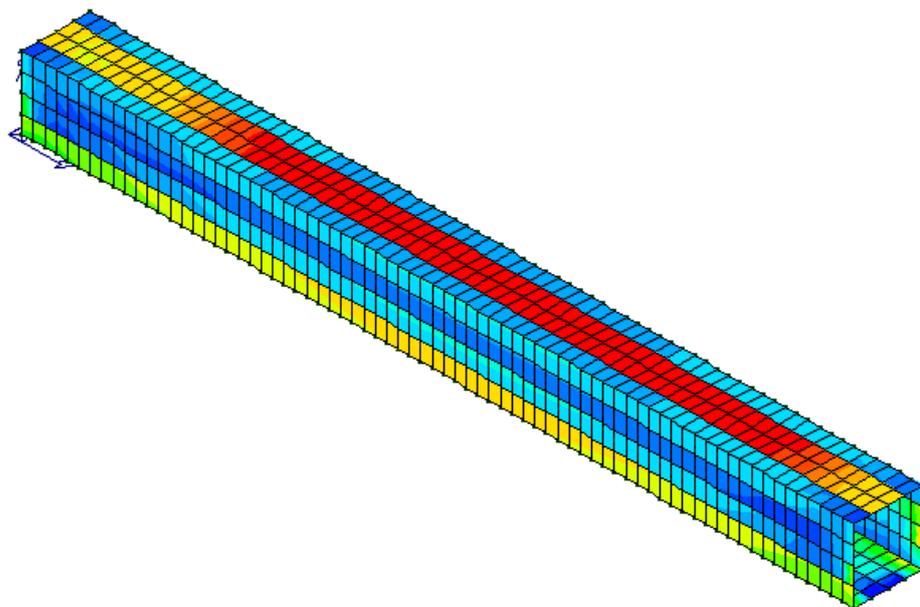
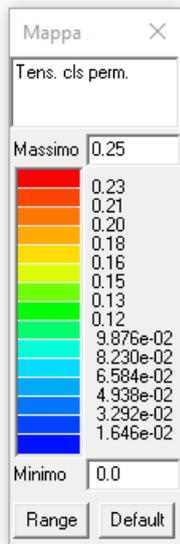
Fessure in mm (verificato se <0.2 mm) (SLE – quasi permanenti)



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - rare)



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE – rare accidentali)



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - permanenti)

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

11.1.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

Non si richiedono integrazioni di armatura rispetto a quelle prededentemente indicate per la fase di verifica.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

12.2 Verifiche Strutturali Tipologia 2x3 – modello di riferimento C_TS_05

11.2.1. INTRODUZIONE

Si riportano le caratteristiche dei materiali e le scelte progettuali (diametro e passo delle armature), dunque le verifiche effettuate dal risolutore automatico con la loro descrizione secondo il riferimento normativo.

11.2.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

11.2.3. ARMATURE DI PROGETTO

Elemento strutturale	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
PIEDRITTO SINISTRO	Φ20 passo 20 cm	Φ20 passo 20 cm
PIEDRITTO DESTRO	Φ20 passo 20 cm	Φ20 passo 20 cm
SOLETTA SUPERIORE	Φ20 passo 20 cm	Φ20 passo 20 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ20 passo 20 cm	Φ20 passo 20 cm

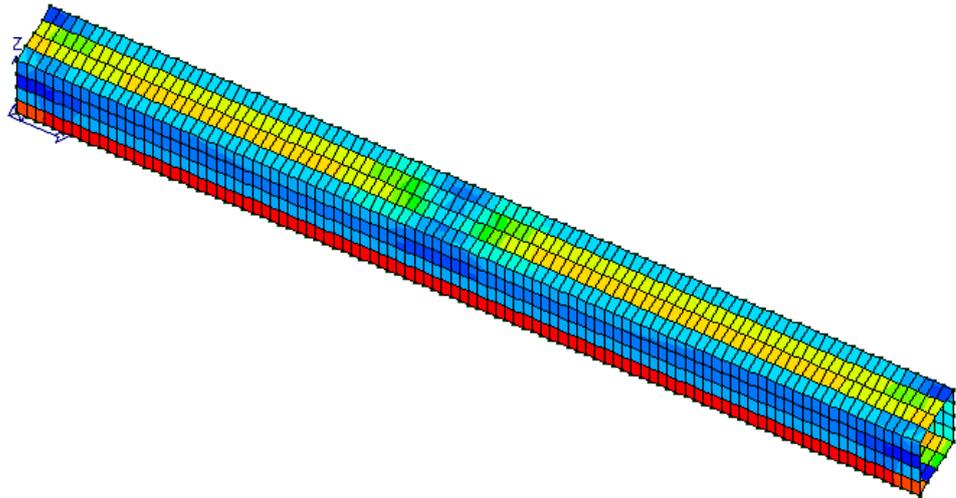
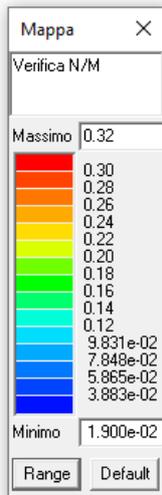
11.2.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.). In seguito vengono riportati i risultati in termini grafici delle seguenti grandezze:

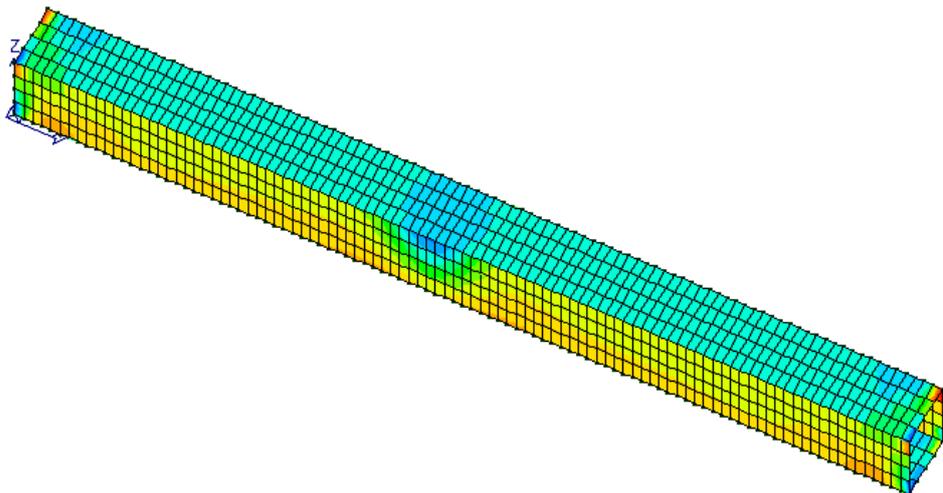
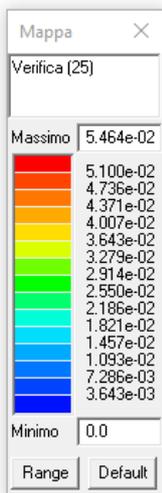
- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd
- Rapporto x/d (SLU): rapporto tra la posizione dell' asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)
- Verifica a taglio nella direzione principale e secondaria
- Presenza o meno di richiesta di armatura integrativa
- Verifica fessurativa (SLE) per le combinazioni rara, frequente, quasi permanente

- Tensioni nel calcestruzzo in fase di esercizio (SLE)

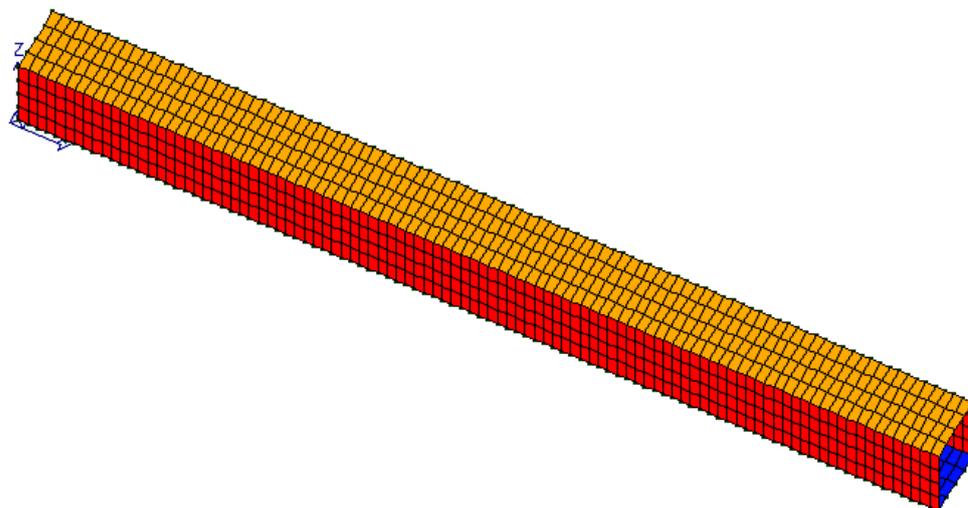
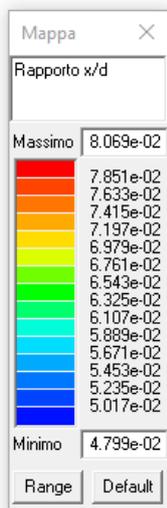
11.1.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



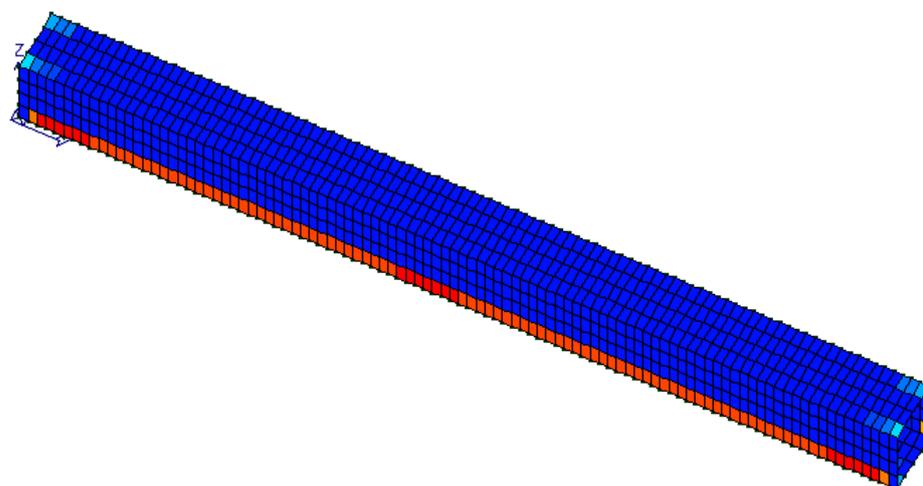
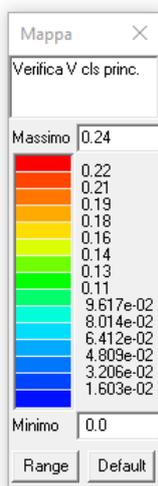
Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



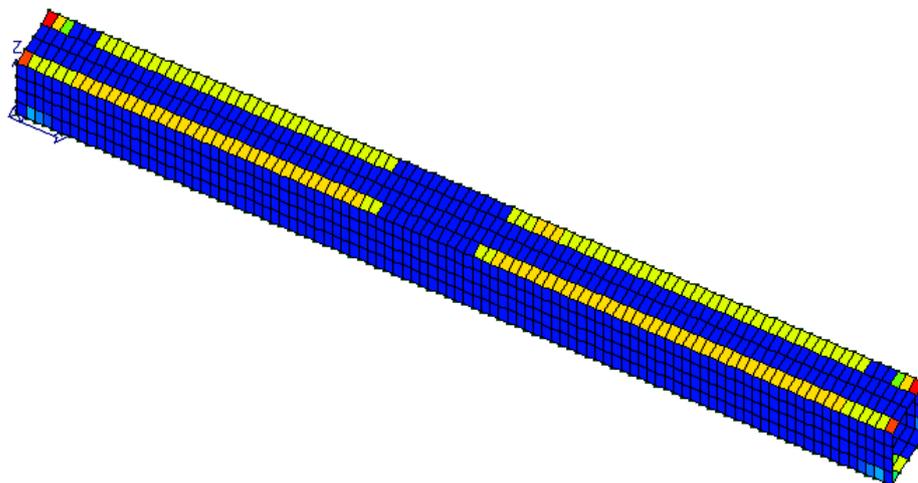
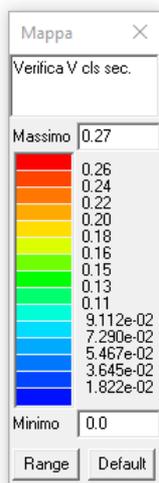
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd



Rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)



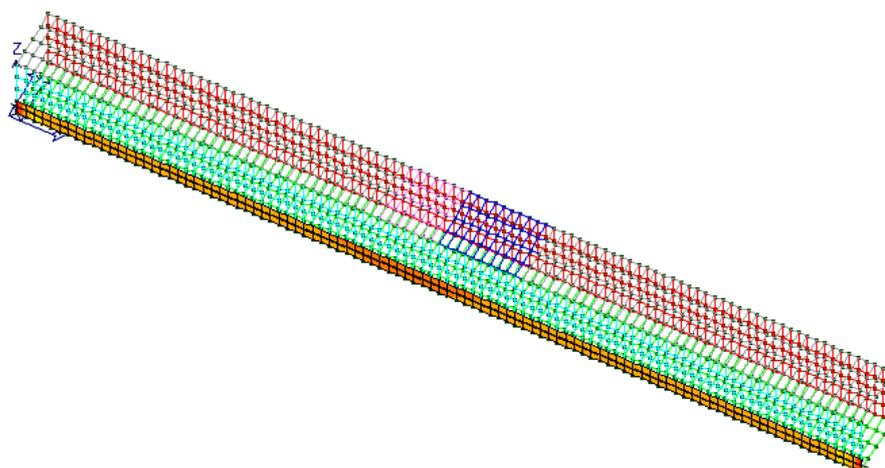
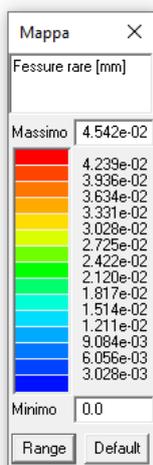
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



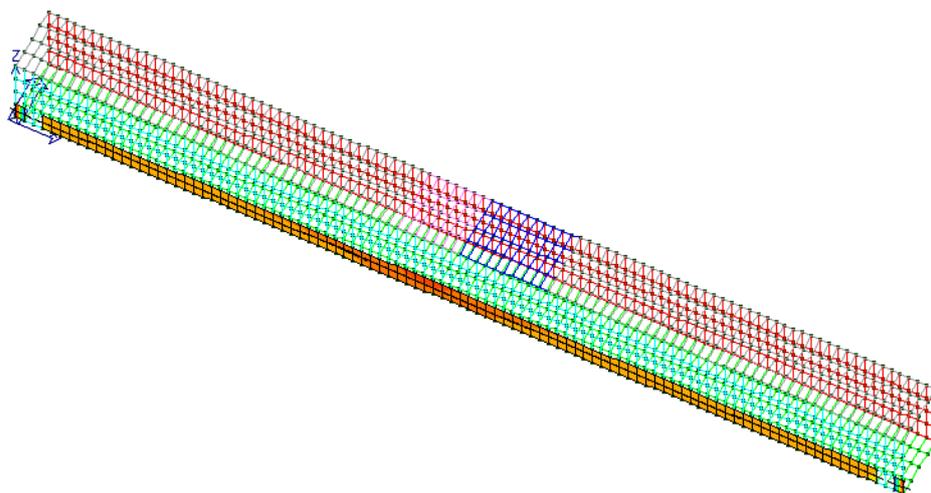
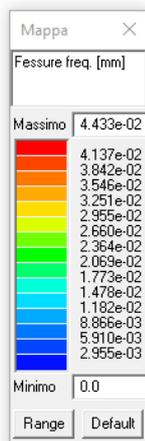
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.1.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

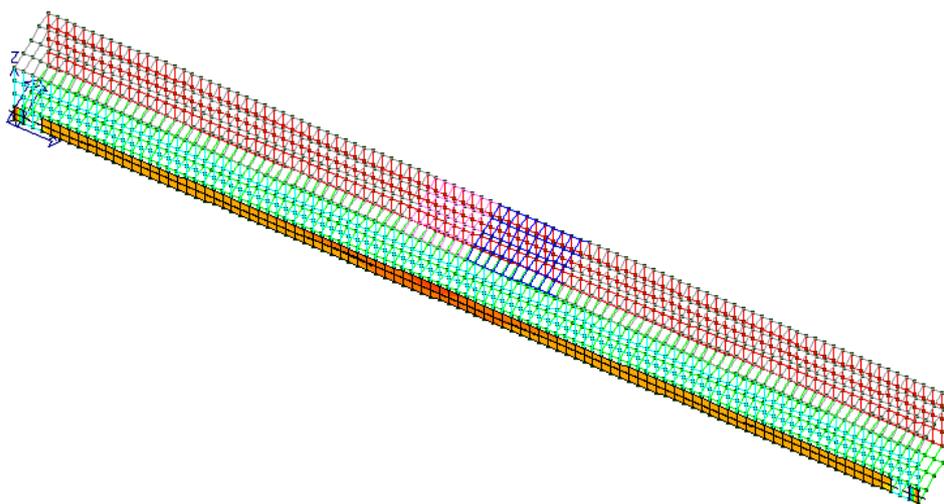
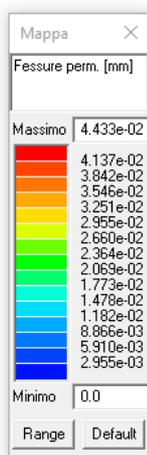
La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attive (a destra) – caso più gravoso.



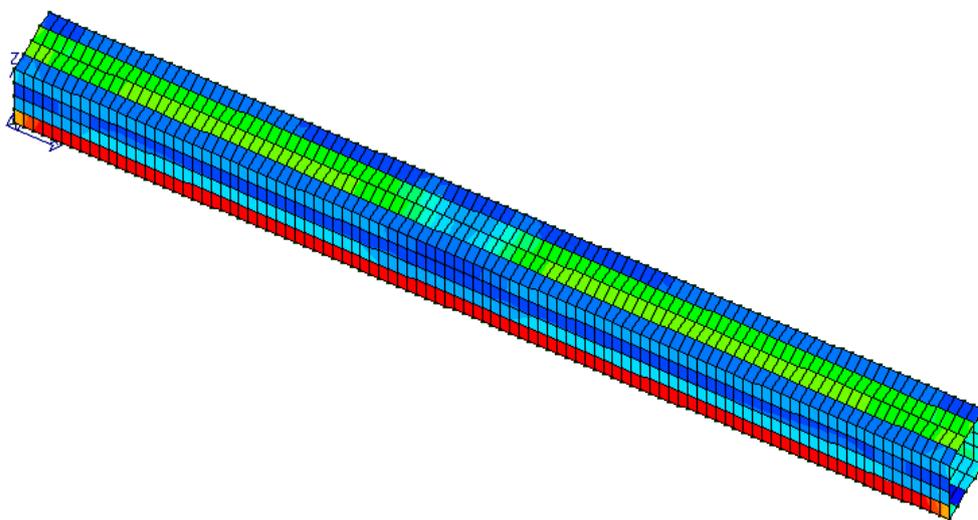
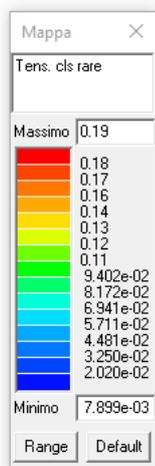
Fessure in mm (verificato se <0.4 mm) (SLE - rare)



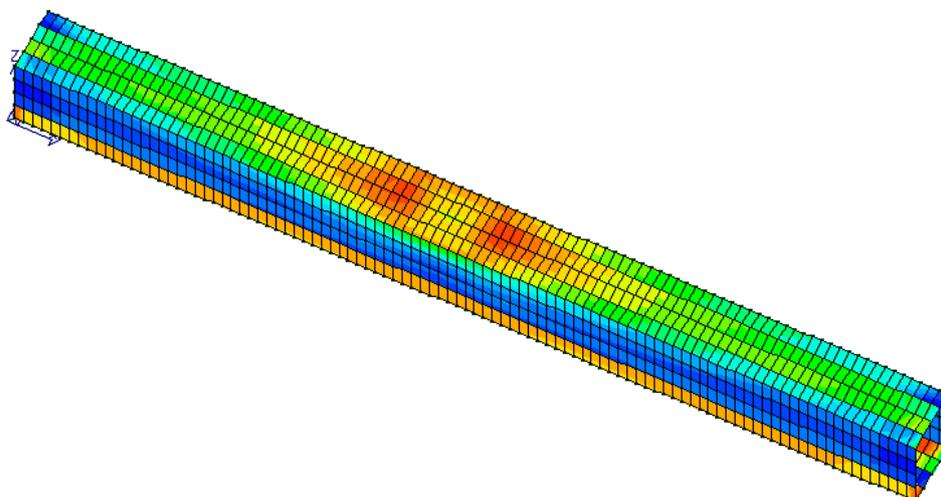
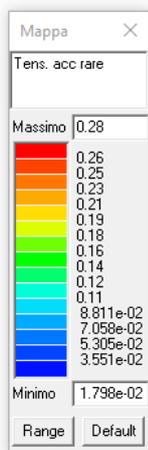
Fessure in mm (verificato se <0.3 mm) (SLE - frequenti)



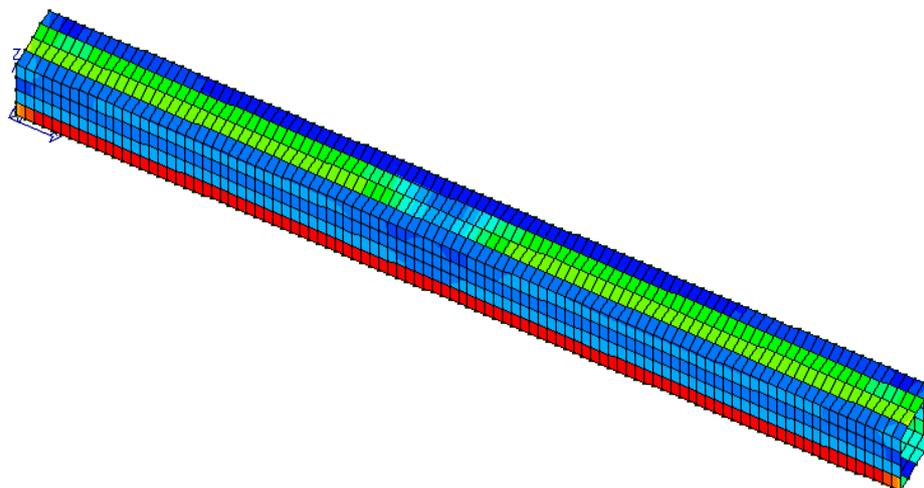
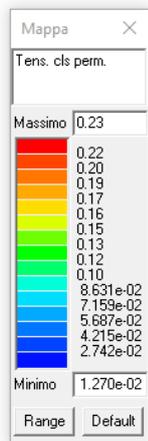
Fessure in mm (verificato se <0.2 mm) (SLE - quasi permanenti)



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - rare)



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - rare accidentali)



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - permanenti)

11.2.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

Non si richiedono integrazioni di armatura rispetto a quelle prededentemente indicate per la fase di verifica.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

12.3 Verifiche Strutturali Tipologia 3x2 – modello di riferimento B_TP_03

11.3.1. INTRODUZIONE

Si riportano le caratteristiche dei materiali e le scelte progettuali (diametro e passo delle armature), dunque le verifiche effettuate dal risolutore automatico con la loro descrizione secondo il riferimento normativo.

11.3.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

11.3.3. ARMATURE DI PROGETTO

Elemento strutturale	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
PIEDRITTO SINISTRO	Φ20 passo 20 cm	Φ20 passo 20 cm
PIEDRITTO DESTRO	Φ20 passo 20 cm	Φ20 passo 20 cm
SOLETTA SUPERIORE	Φ20 passo 20 cm	Φ20 passo 20 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ20 passo 20 cm	Φ20 passo 20 cm

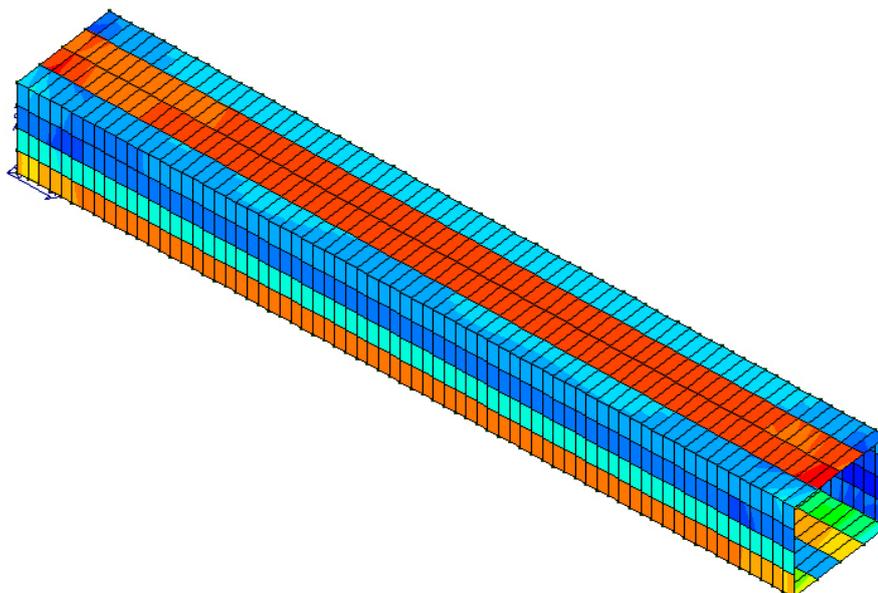
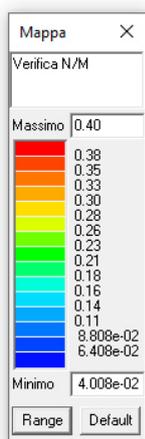
11.3.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.). In seguito vengono riportati i risultati in termini grafici delle seguenti grandezze:

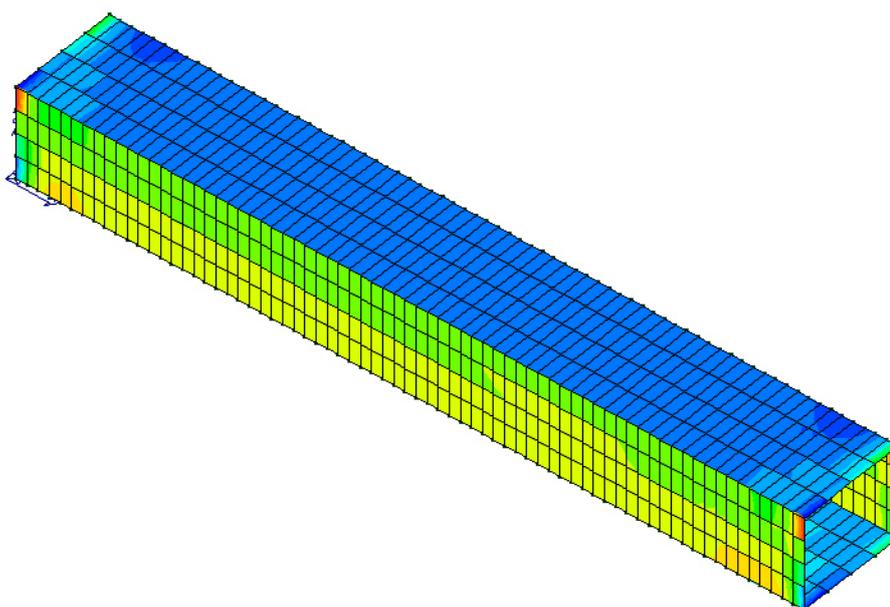
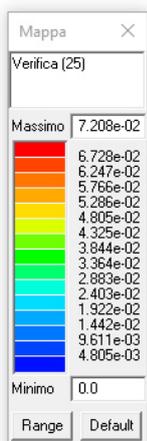
- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd
- Rapporto x/d (SLU): rapporto tra la posizione dell' asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)
- Verifica a taglio nella direzione principale e secondaria
- Presenza o meno di richiesta di armatura integrativa
- Verifica fessurativa (SLE) per le combinazioni rara, frequente, quasi permanente

- Tensioni nel calcestruzzo in fase di esercizio (SLE)

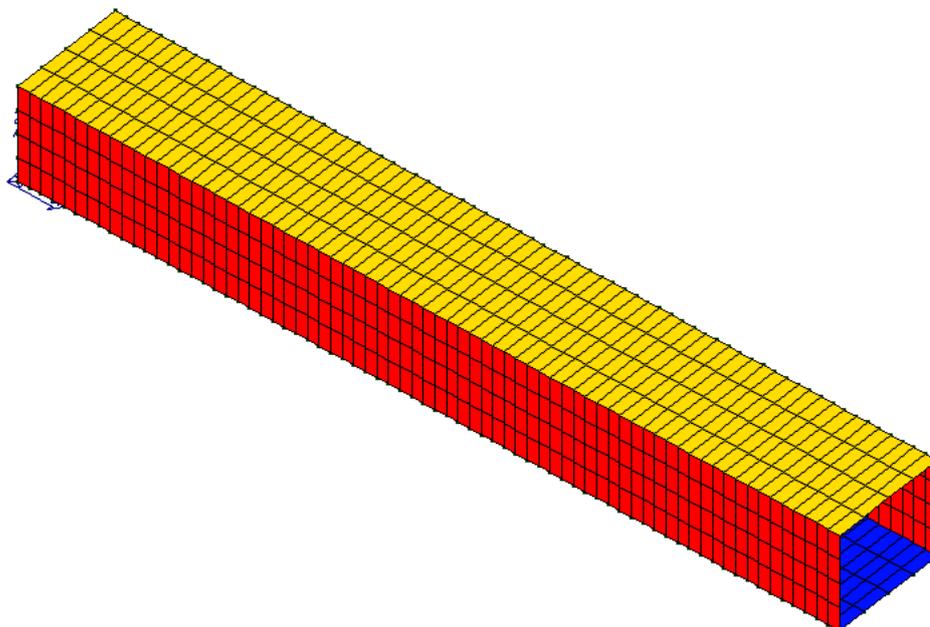
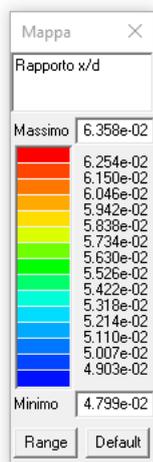
11.3.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



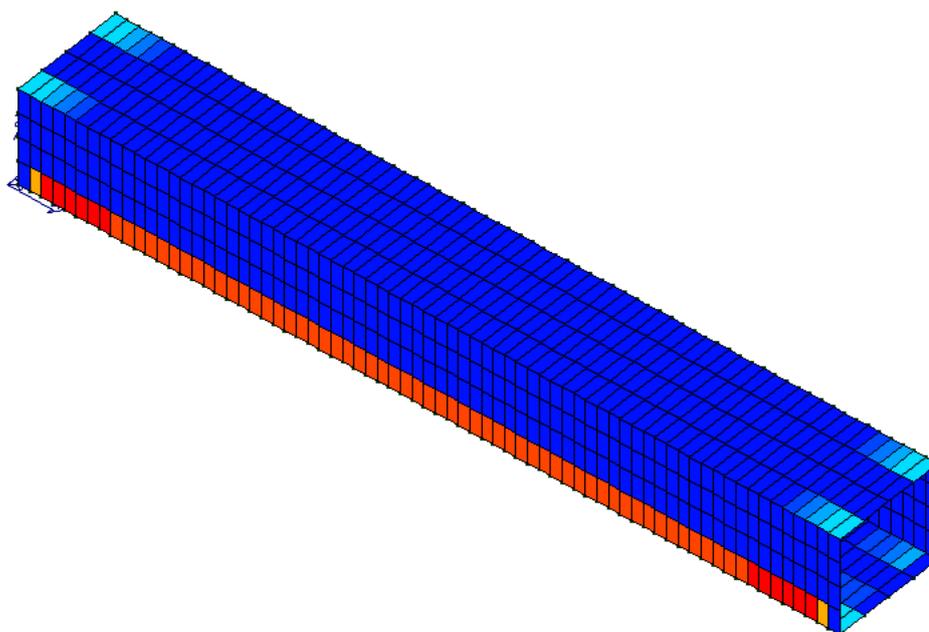
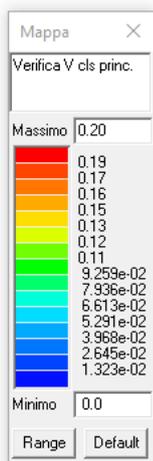
Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



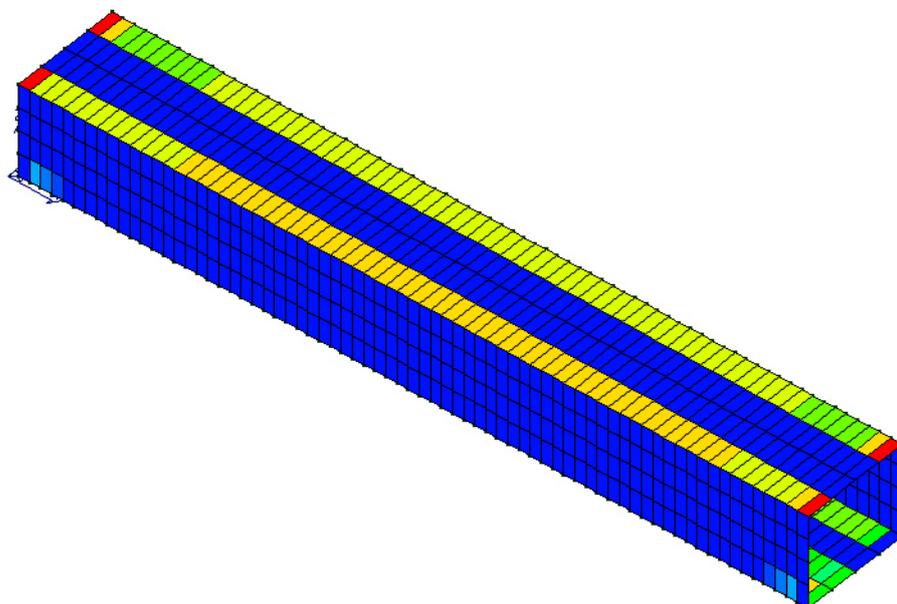
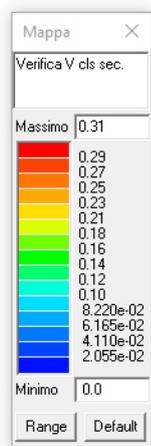
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di f_{cd}



Rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)



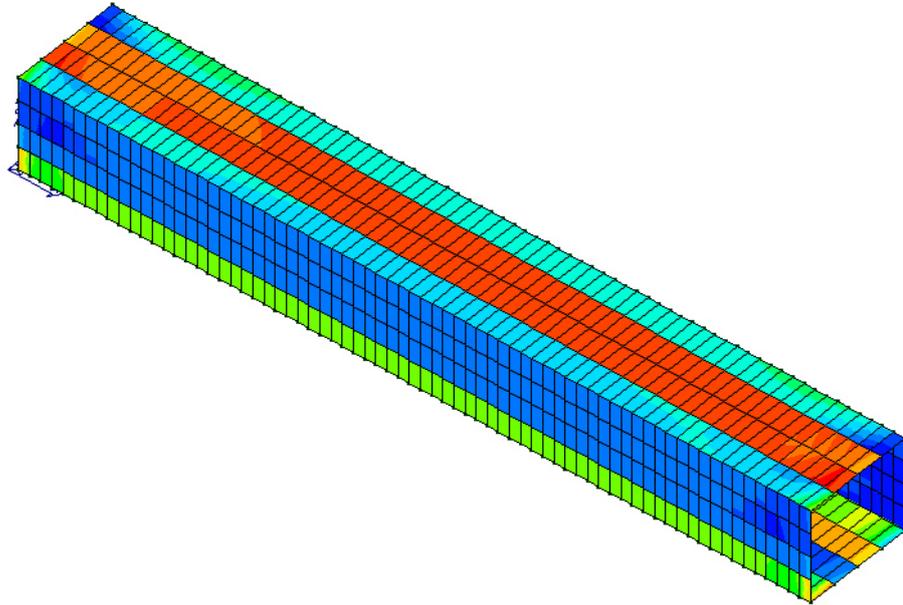
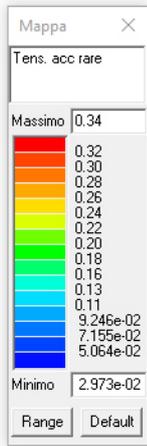
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



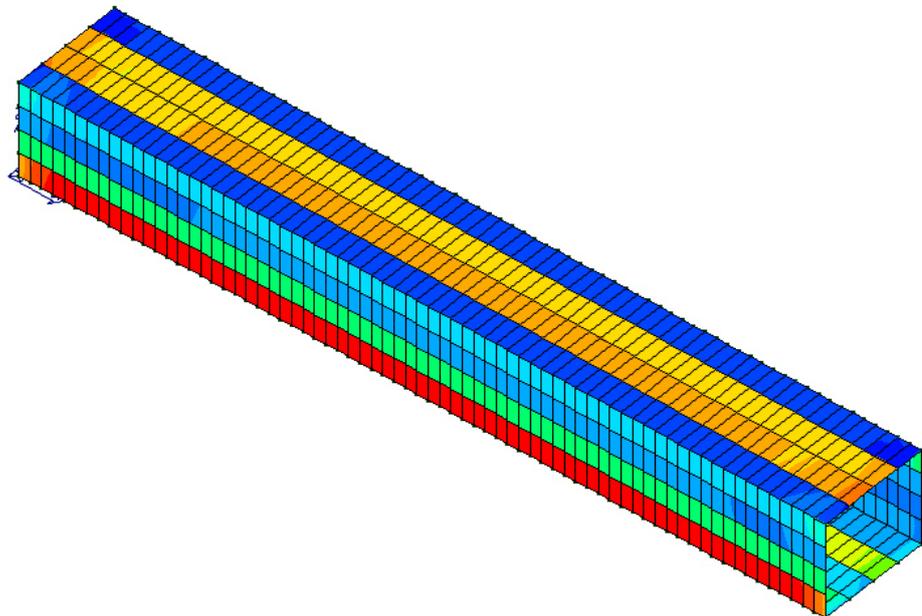
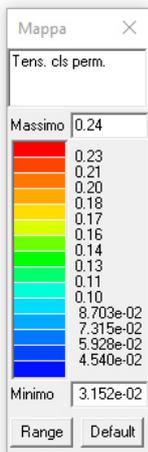
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.3.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attive (a destra) – caso più gravoso.



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE – rare accidentali)



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - permanenti)

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

11.3.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

Non si richiedono integrazioni di armatura rispetto a quelle prededentemente indicate per la fase di verifica.

12.4 Verifiche Strutturali Tipologia Tubolare – Modello di riferimento SV_TS_01

11.4.1. INTRODUZIONE

Si riportano le caratteristiche dei materiali e le scelte progettuali (diametro e passo delle armature), dunque le verifiche effettuate dal risolutore automatico con la loro descrizione secondo il riferimento normativo.

11.4.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C35/45 Rck 45000

11.4.3. ARMATURE DI PROGETTO

Elemento strutturale	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
TUBOLARE	Φ12 passo 10 cm	Φ12 passo 10 cm

Da realizzarsi mediante rete elettrosaldata bidirezionale.

11.4.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

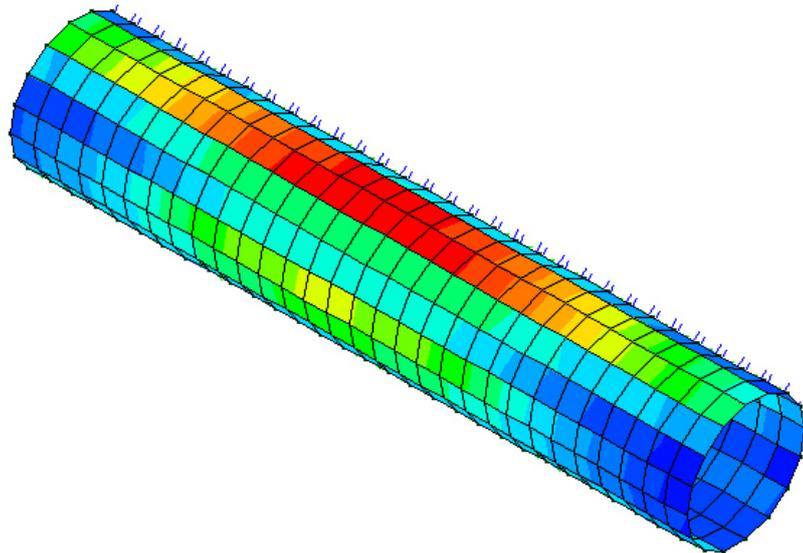
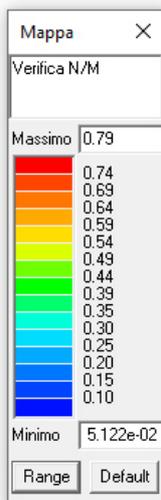
Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.). In seguito vengono riportati i risultati in termini grafici delle seguenti grandezze:

- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd
- Rapporto x/d (SLU): rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda

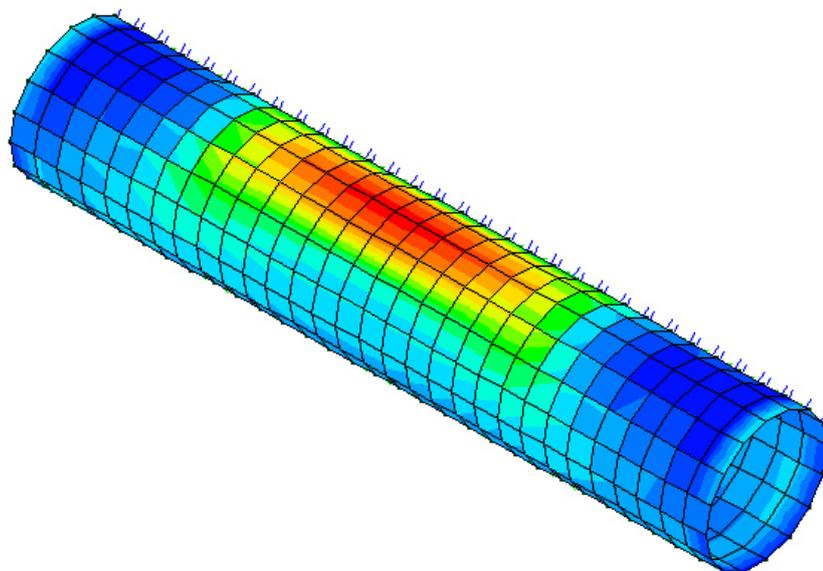
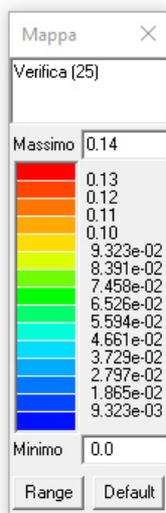
§4.1.1.1. del D.M. 2018)

- Presenza o meno di richiesta di armatura integrativa
- Verifica fessurativa (SLE) per le combinazioni rara, frequente, quasi permanente
- Tensioni nel calcestruzzo in fase di esercizio (SLE)

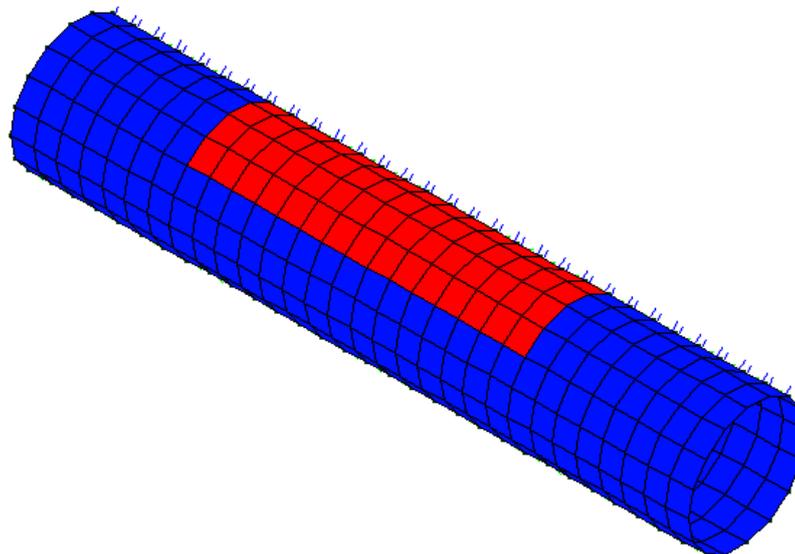
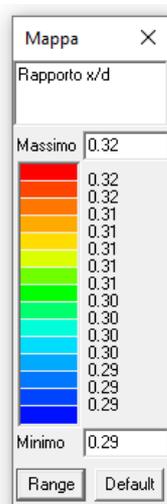
11.4.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



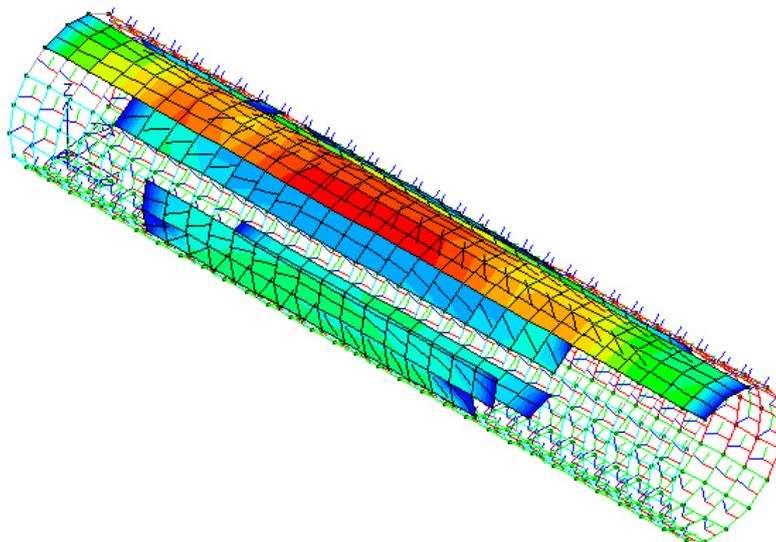
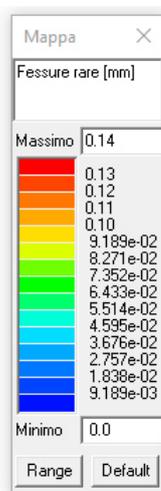
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd



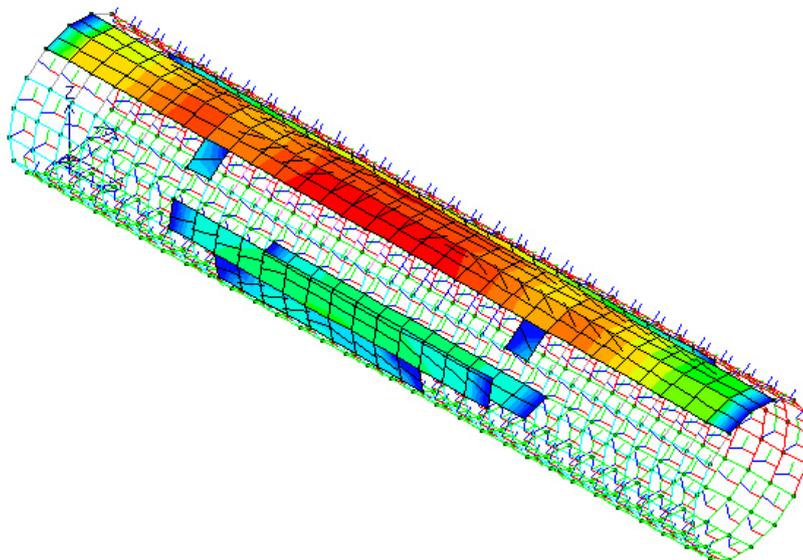
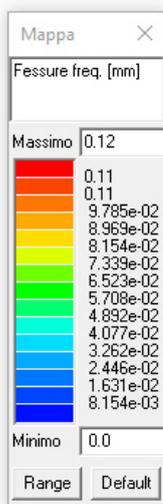
Rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)

11.4.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

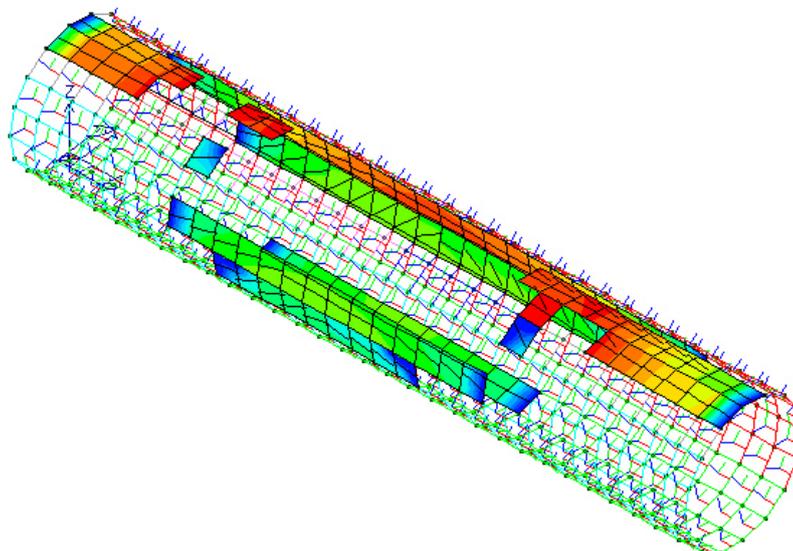
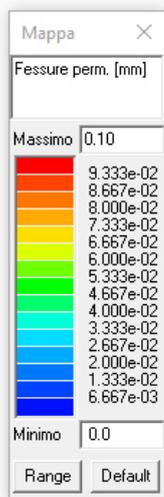
La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attiva (a destra) – caso più gravoso.



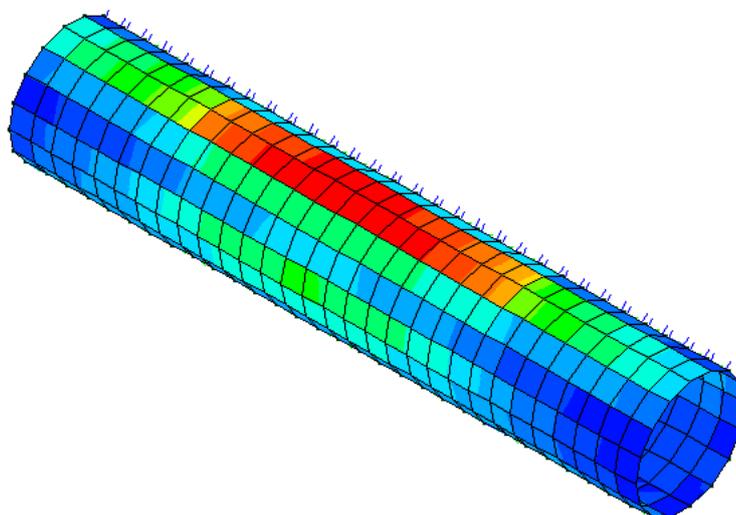
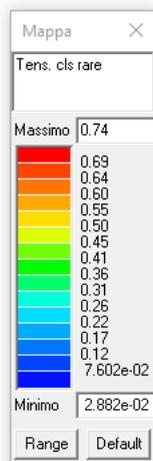
Fessure in mm (verificato se <0.4 mm) (SLE - rare)



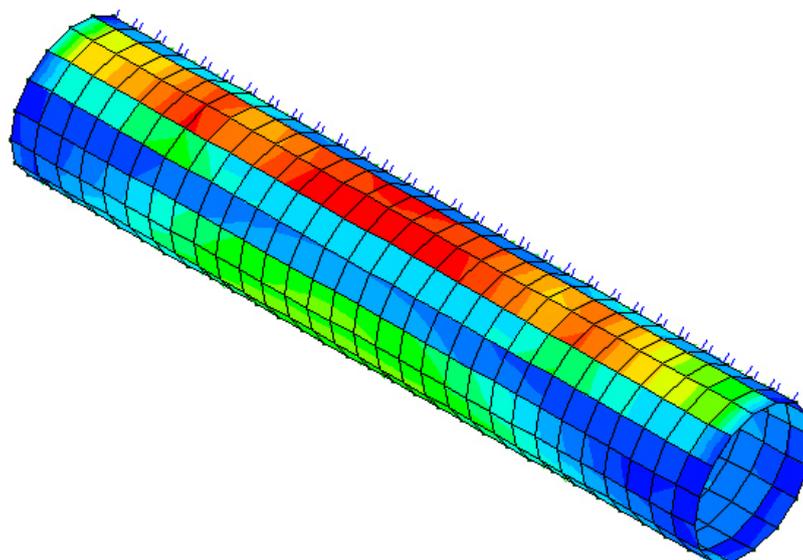
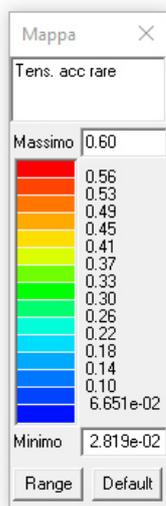
Fessure in mm (verificato se <0.3 mm) (SLE - frequenti)



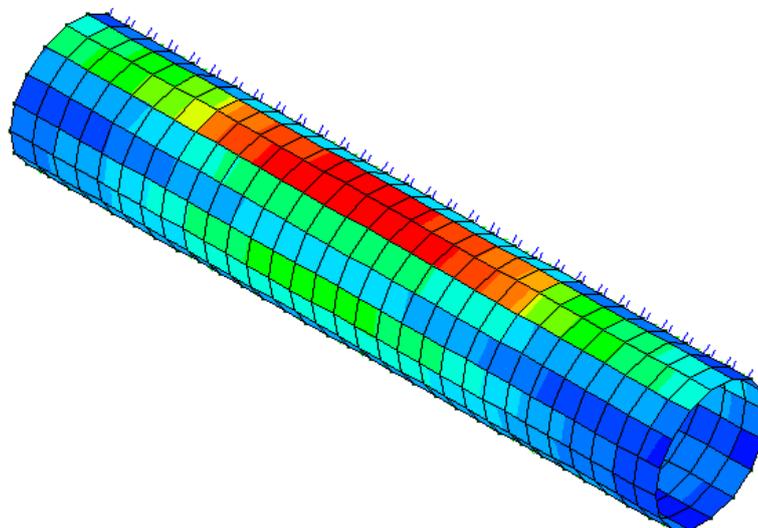
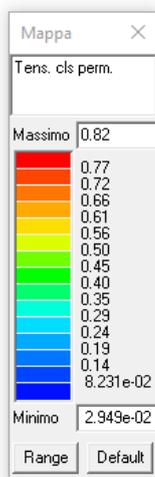
Fessure in mm (verificato se <0.2 mm) (SLE – quasi permanenti)



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - rare)



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - rare accidentali)



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - permanenti)

11.4.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

Non si richiedono integrazioni di armatura rispetto a quelle prededentemente indicate per la fase di verifica.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

12.5 Verifiche Strutturali Tipologia 2x1 – modello di riferimento SV_TS_01_ARST

11.4.1. INTRODUZIONE

Si riportano le caratteristiche dei materiali e le scelte progettuali (diametro e passo delle armature), dunque le verifiche effettuate dal risolutore automatico con la loro descrizione secondo il riferimento normativo.

11.4.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C35/45 Rck 45000

11.4.3. ARMATURE DI PROGETTO

Elemento strutturale	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
PIEDRITTO SINISTRO	Φ20 passo 15 cm	Φ20 passo 15 cm
PIEDRITTO DESTRO	Φ20 passo 15 cm	Φ20 passo 15 cm
SOLETTA SUPERIORE	Φ20 passo 15 cm	Φ20 passo 15 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ20 passo 15 cm	Φ20 passo 15 cm

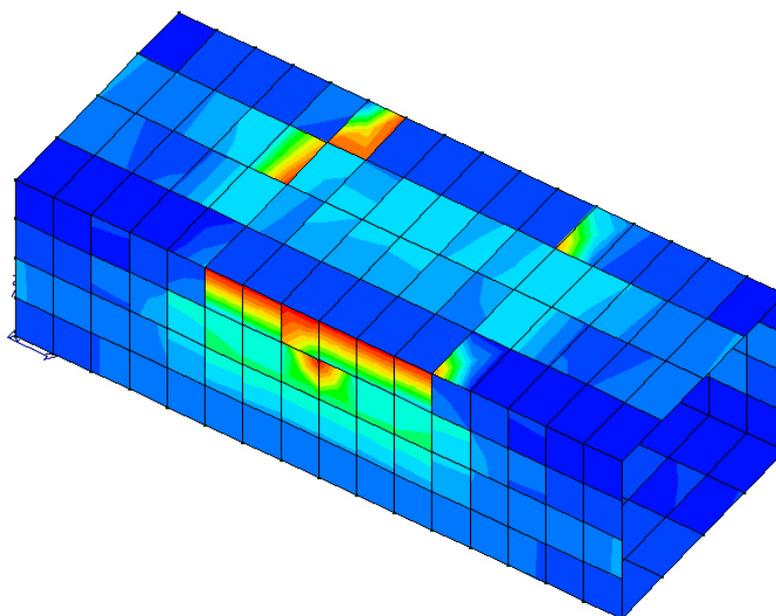
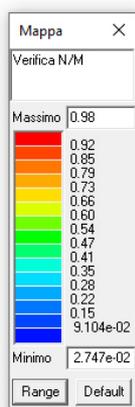
11.4.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.). In seguito vengono riportati i risultati in termini grafici delle seguenti grandezze:

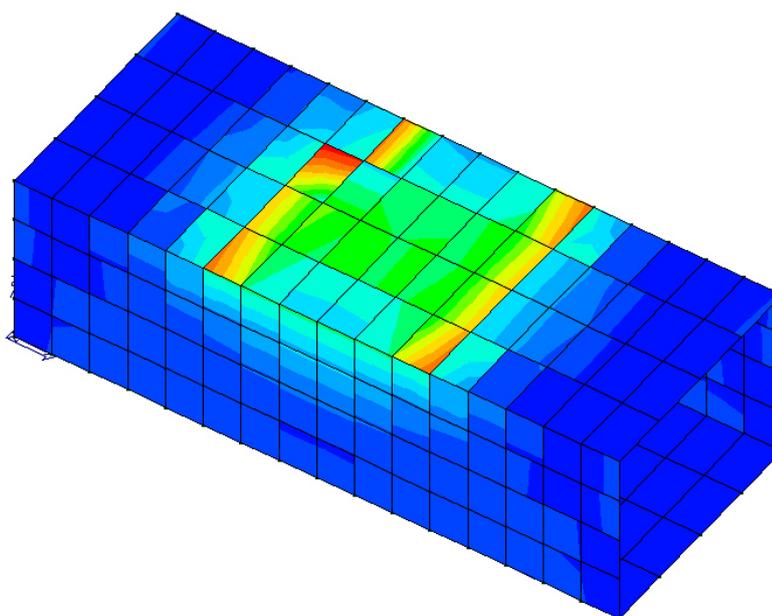
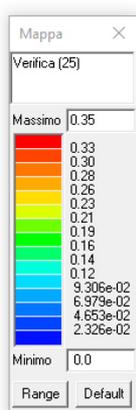
- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd
- Rapporto x/d (SLU): rapporto tra la posizione dell' asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)
- Verifica a taglio nella direzione principale e secondaria
- Presenza o meno di richiesta di armatura integrativa
- Verifica fessurativa (SLE) per le combinazioni rara, frequente, quasi permanente

- Tensioni nel calcestruzzo in fase di esercizio (SLE)

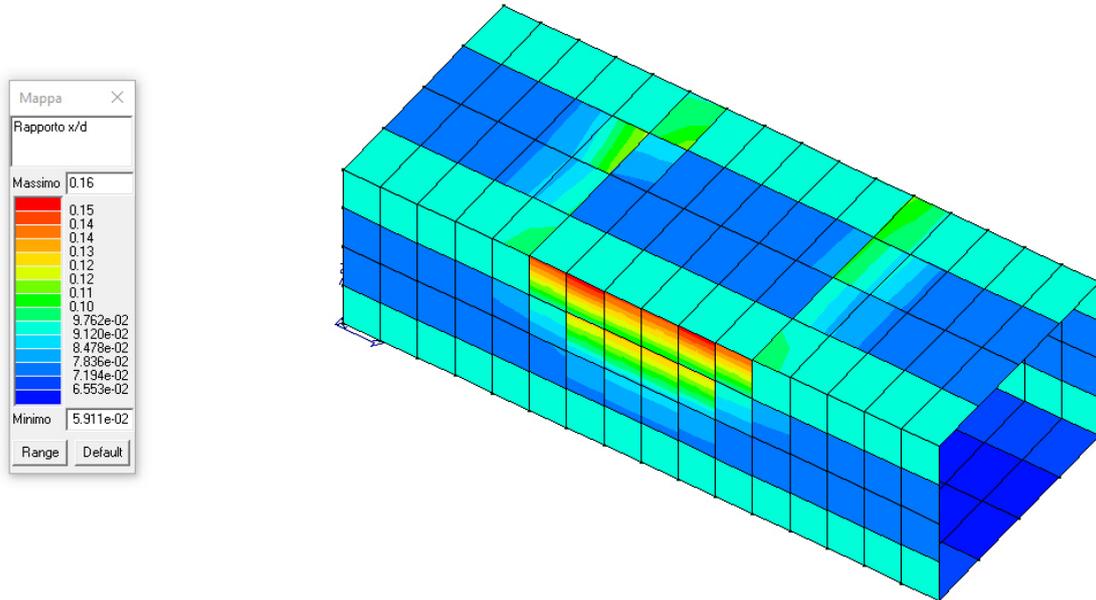
11.4.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



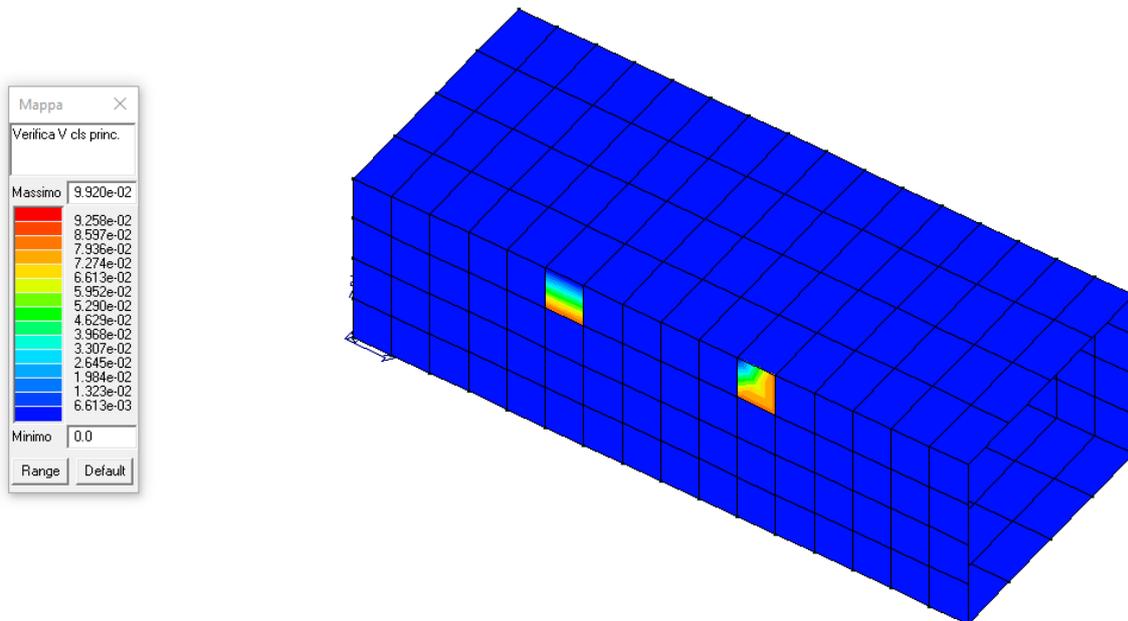
Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



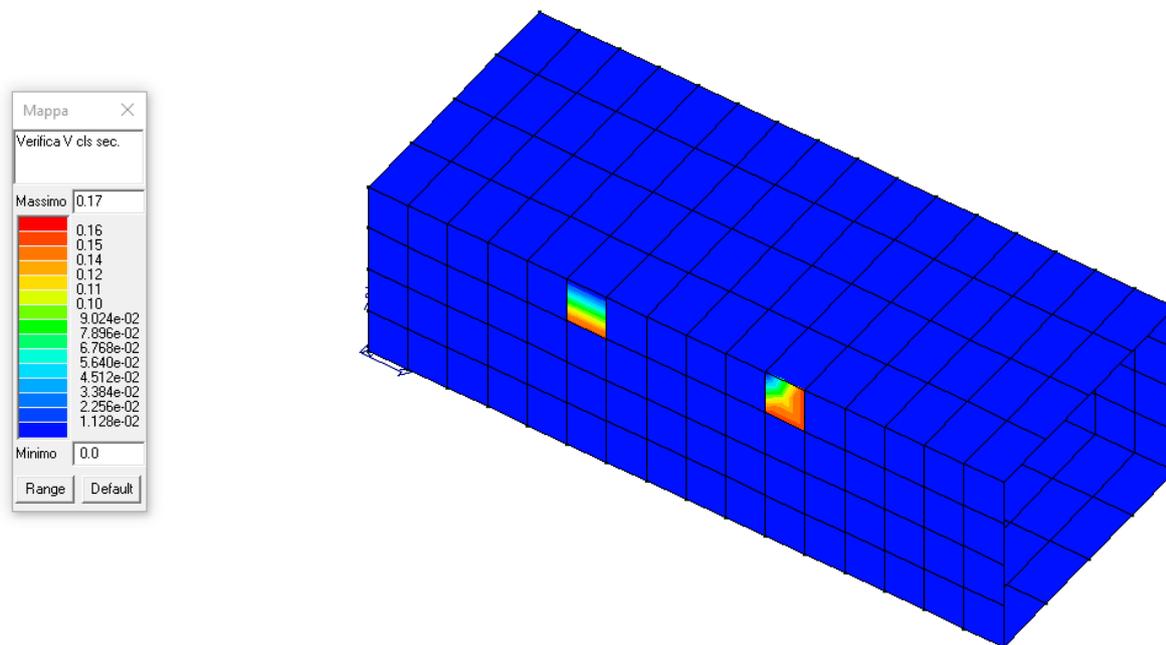
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di f_{cd}



Rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)



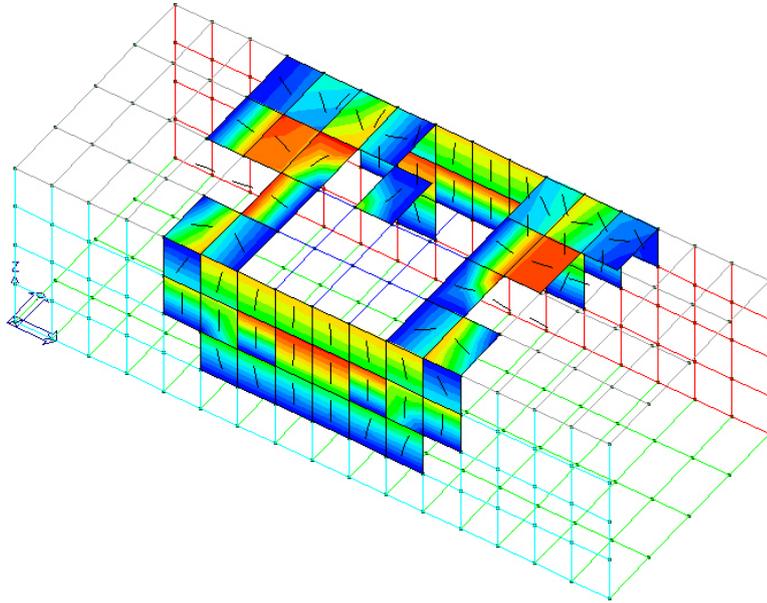
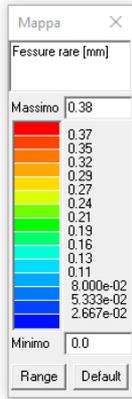
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



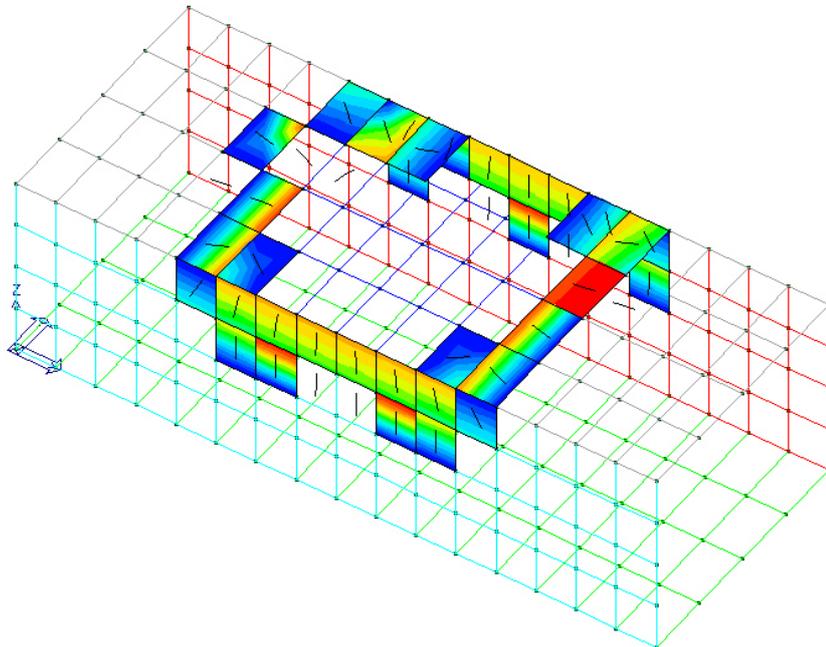
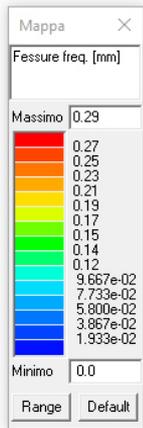
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.4.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

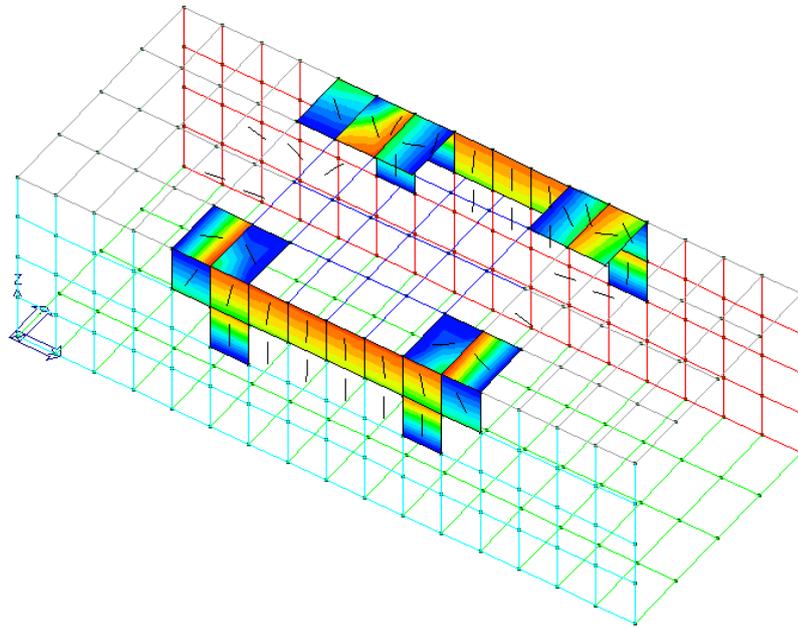
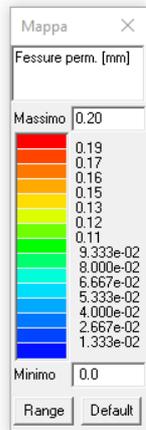
La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attiva (a destra) – caso più gravoso.



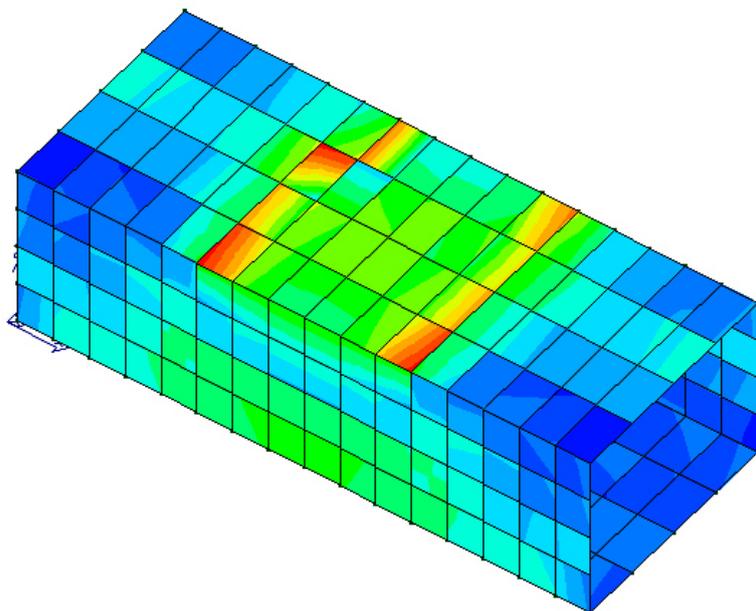
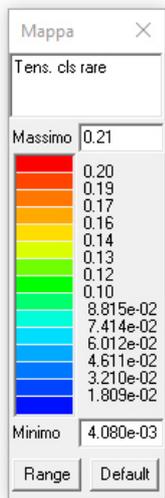
Fessure in mm (verificato se <0.4 mm) (SLE - rare)



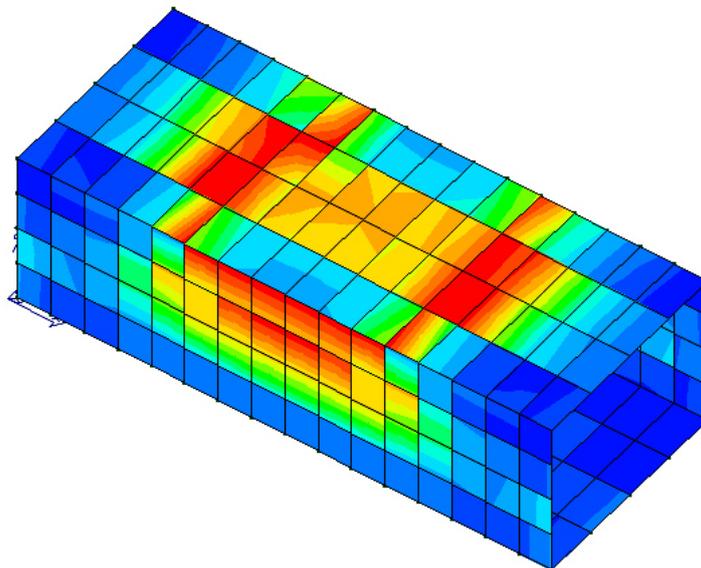
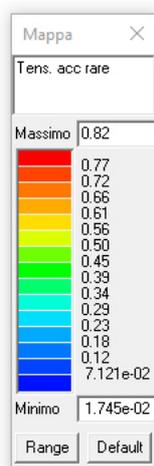
Fessure in mm (verificato se <0.3 mm) (SLE - frequenti)



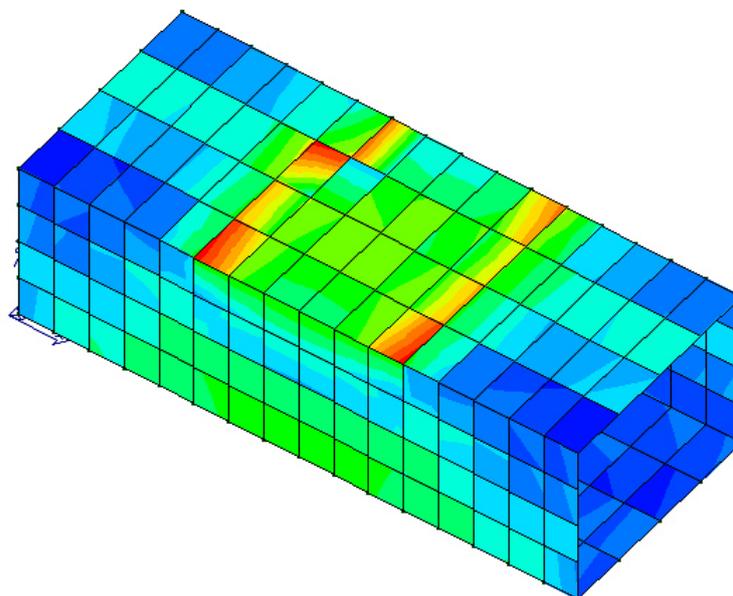
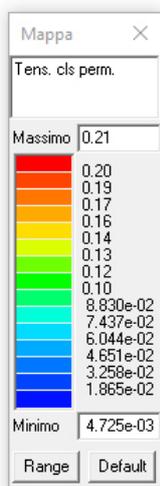
Fessure in mm (verificato se <0.2 mm) (SLE – quasi permanenti)



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - rare)



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - rare accidentali)



Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - permanenti)

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

11.4.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

Non si richiedono integrazioni di armatura rispetto a quelle prededentemente indicate per la fase di verifica.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

12.6 Verifiche Geotecniche

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche geotecniche sul sistema di interazione terreno-fondazione. In particolare vengono riportati i dati di analisi e verifica per le due condizioni caratteristiche: la prima è rappresentata dal tombino B_TP_01 nella configurazione dei carichi involuppo per la tipologia 2x2A – 2x2B in quanto si è visto presentare i carichi maggiori con una minore larghezza di base di fondazione la quale comporta inevitabilmente l'incremento delle tensioni di contatto con il terreno; la seconda è rappresentata dal tombino SV_TS_01_ARST in quanto è rappresentate (unico) della tipologia di tombini soggetta a sovraccarichi ferroviari. Le sue fattezze geometriche inoltre sono tali da comportare, a differenza degli altri tombini, un comportamento maggiormente ad elemento tozzo e pertanto la sua valutazione in ambito geotecnico non può essere assimilata a quella degli altri tombini.

11.5.1. TOMBINO CON SOVRACCARICHI STRADALI – B TP 01

Si riportano i dati geometrici e le indicazioni della stratigrafia del terreno considerato. In via sintetica si riportano solo le verifiche della combinazione più gravosa per la portanza e i cedimenti.

DATI GEOMETRICI DELL'IMPRONTA DI CALCOLO

Forma dell'impronta di calcolo nel modello numerico: rettangolare

Lato minore B dell'impronta: 2 m

Lato maggiore L dell'impronta: 36.5 m

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 91.25 mq

Lato minore B effettivo: 3 m

Larghezza sottofondazione: 3.4 m

STRATIGRAFIA

Numero strati: 3
 Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	AttritoNeg.
1	da 0,0 a -100,0 cm	100,0 cm	006 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente
2	da -100,0 a -200,0 cm	100,0 cm	006 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente
3	da -200,0 a -1200,0 cm	1000,0 cm	007 / Roccia	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **006 / Ghiaia e sabbia compatta**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,900 E-3	2,100 E-3	34,000	0,000	219,047	300,000	60,0	0,306	1,00

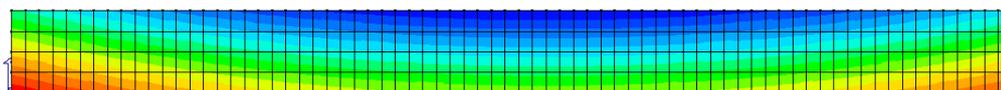
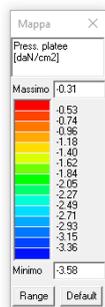
Indice / Descrizione terreno: **007 / Roccia**

Comportamento del terreno: litoide (roccia)

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Poisson	RQD	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
2,000 E-3	2,000 E-3	30,000	0,000	14,608	0,490	100,0	0,00

CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONE SUPERFICIALE

Si riportano graficamente le tensioni in fondazione nel caso della combinazione di carico più gravosa (SLU – spinta passiva su piedritto di sinistra e spinta attiva su piedritto di destra).



Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU GEO**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.1900 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.6697 + 1.8347 + 0.0000

Qmax / Qlim = 3.5807 / 2.5044 = **1.43 N.V.** (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 521570.8 / 1327868.0 = 0,393 Ok (Cmb. n. 002)

TL / TLLim = 0.0 / 1322854.0 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLU GEO	No	0.000	-55.420	0.0	0.0	-3298122.0	-1.3360	-2.6988
002	SLU GEO	No	25.620	-55.419	521570.8	0.0	-3298122.0	-0.0357	-3.5807

Considerando la base effettiva del contatto terreno-struttura dovuta alla presenza di magrone di sottofondazione si una una larghezza di scarico di 3+0.4 = 3.4 m (20 cm da ambio i lati):

Qmax / Qlim = (3.5807 / 2.5044) / (3.4/2.5) = 0.74

Il coefficiente di sicurezza risulta **1.19**

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 1

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
008	SLE rare	No	24.691	-53.410	401208.3	0.0	-2632479.0	-0.0603	-3.9924
Cedimento massimo = -1.538 cm in Cmb n. 008									
Cedimento minimo = -0.063 cm in Cmb n. 008									

Il cedimento risulta accettabile.

11.5.2. TOMBINO CON SOVRACCARICHI STRADALI – SV TS_01_ARST

Si riportano i dati geometrici e le indicazioni della stratigrafia del terreno considerato. In via sintetica si riportano solo le verifiche della combinazione più gravosa per la portanza e i cedimenti.

DATI GEOMETRICI DELL'IMPRONTA DI CALCOLO

Forma dell'impronta di calcolo nel modello numerico: rettangolare

Lato minore B dell'impronta: 2 m

Lato maggiore L dell'impronta: 8 m

Area dell'impronta rettangolare di calcolo 16 mq

Lato minore B effettivo: 3.2 m

Larghezza sottofondazione: 3.6 m

STRATIGRAFIA

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 3

Profondità falda: assente

Strato n. Neg.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito
1	da 0,0 a -50,0 cm	50,0 cm	010 / Argilla media	Assente
2	da -50,0 a -200,0 cm	150,0 cm	002 / Sabbia limosa compatta	Assente
3	da -200,0 a -1200,0 cm	1000,0 cm	007 / Roccia	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **010 / Argilla media**

Comportamento del terreno: condizione non drenata

Peso Spec. daN/cm ²	P. Spec. Sat. daN/cm ²	Coes.non dren. daN/cm ²	Mod.Elast. daN/cm ²	Mod.Edom. daN/cm ²	Dens.Rel. %	Poisson %	C. Ades. %
1,900 E-3	2,000 E-3	0,500	150,000	150,000	60,0	0,500	0,50

Indice / Descrizione terreno: **002 / Sabbia limosa compatta**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,600 E-3	2,000 E-3	26,000	0,050	89,250	150,000	60,0	0,360	0,95

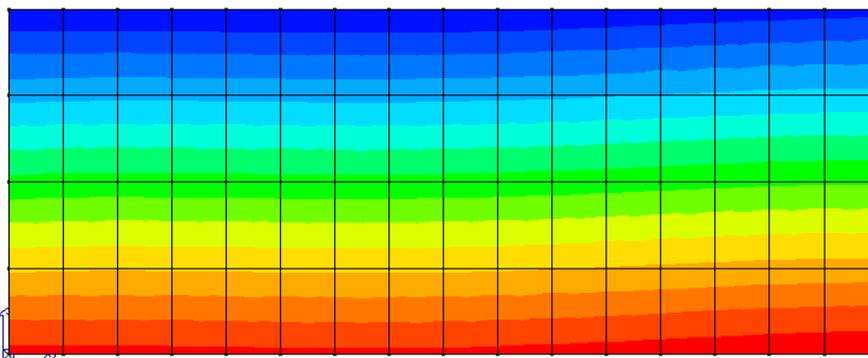
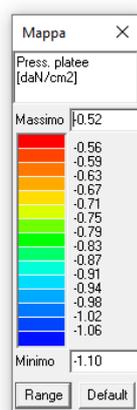
Indice / Descrizione terreno: **007 / Roccia**

Comportamento del terreno: litoide (roccia)

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Poisson	RQD	C. Ades.
daN/cm ³	daN/cm ³	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
2,000 E-3	2,000 E-3	30,000	0,000	14,608	0,490	100,0	0,00

CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONE SUPERFICIALE

Si riportano graficamente le tensioni in fondazione nel caso della combinazione di carico più gravosa (SLU – spinta passiva su piedritto di sinistra e spinta attiva su piedritto di destra).



Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU GEO**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0950 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.0024 + 0.0330 + 0.0000 + 0.0000

Qmax / Qlim = 1.1007 / 1.0354 = **1,063 N.V.** (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 35817.6 / 61773.3 = 0,580 Ok (Cmb. n. 002)

TL / TLLim = 0.0 / 54526.2 = 0,000 Ok (Cmb. n. 002)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
002	SLU GEO	No	20.588	1.924	35817.6	0.0	-207461.6	-0.5162	-1.1007

Considerando la base effettiva del contatto terreno-struttura dovuta alla presenza di magrone di sottofondazione si una una larghezza di scarico di 3.2+0.4 = 3.6 m (20 cm da ambio i lati):

Qmax / Qlim = (1.1007 / 1.0354) / (3.4/2) = 0,6253

Il coefficiente di sicurezza risulta **1.60**

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 1

Sollecitazioni:

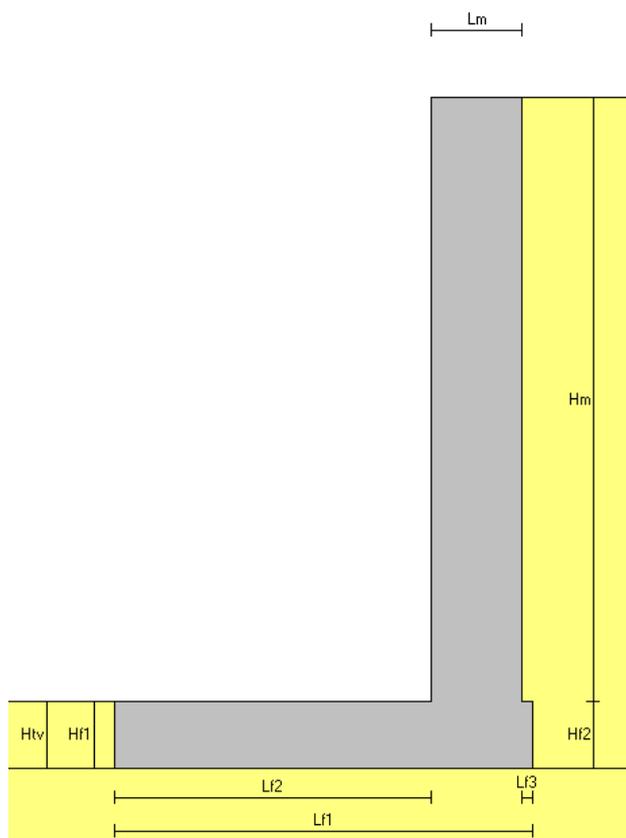
S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 <i>Da Km 192+500 a 198+500</i>		
CA349	Relazione di calcolo	

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
008	SLE rare	No	18.030	1.685	27552.0	0.0	-182232.0	-0.4857	-0.9354
Cedimento massimo = -0.676 cm in Cmb n. 008									
Cedimento minimo = -0.125 cm in Cmb n. 008									

Il cedimento risulta accettabile.

12.5 Verifiche dei muri di imbocco/sbocco maggiormente sollecitati

12.5.1 Verifiche muro di imbocco/sbocco per tipologia tombino 2x3



Sezione di verifica

Caratteristiche geometriche

Mensola in elevazione

Altezza paramento	$H_m =$	5.400 m
Spessore in sommità	$L_{m1} =$	0.800 m
Spessore alla base	$L_{mb} =$	0.800 m
Inclinazione paramento esterno	$\beta_e =$	0.00 °
Inclinazione paramento interno	$\beta_i =$	0.00 °

Soletta di fondazione

Estensione	$E_f =$	2.000 m
Lunghezza totale	$L_{f1} =$	3.700 m

CA349

Relazione di calcolo

Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} =$	2.800 m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} =$	0.600 m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} =$	0.100 m
Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} =$	0.600 m
Altezza rinterro mensola a valle	$H_{tv} =$	0.600 m
Inclinazione piano di fondazione	$\Psi_f =$	0.00 °

Materiali utilizzati

Peso specifico del muro	$\gamma_m =$	2500 kg/m ³
-------------------------	--------------	------------------------

Caratteristiche calcestruzzo

Classe di resistenza		C25/30
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	118 Kg/cm ²

Caratteristiche armature

Tipo acciaio		B 450 C
Resistenza di calcolo	$f_{yd} =$	3913 Kg/cm ²

Carichi applicati

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente strutturale

Uniforme a valle del muro	$G_{1uv} =$	0 kg/m ²
Uniforme a monte del muro	$G_{1um} =$	0 kg/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G_{1nm} =$	0 kg/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G1n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G1n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente non strutturale

Uniforme a valle del muro	$G_{2uv} =$	0 kg/m ²
Uniforme a monte del muro	$G_{2um} =$	0 kg/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G_{2nm} =$	0 kg/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G2n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G2n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo variabile

Uniforme a valle del muro	$Q_{uv} =$	0 kg/m ²
Uniforme a monte del muro	$Q_{um} =$	0 kg/m ²
Nastriforme a monte del muro	$Q_{nm} =$	0 kg/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{Qn} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{Qn} =$	0.000 m

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

ARMATURE DI PROGETTO		
Elemento strutturale	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
RITTI VERTICALI	Φ16 passo 10 cm	Φ10 passo 20 cm
FONDAZIONI	Φ20 passo 10 cm	Φ10 passo 20 cm
MURO DI IMBOCCO	Φ20 passo 10 cm	Φ10 passo 20 cm

VERIFICHE STRUTTURALI

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.). In seguito vengono riportati i risultati in termini grafici delle seguenti grandezze. Verifiche riportate per un metro di profondità.

Mensola in elevazione

Le quote delle sezioni sono riferite allo spiccatto di fondazione.

Sezione 3 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A _r [cm ²]	A' _r [cm ²]
0.000	100.0	80.0	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Sforzo normale (N) [kg]	Sforzo di taglio (T) [kg]	Momento flettente (M) [kg•m]
11382	8826	18737.331

Rapporto x/d = 0.09303

Verifica N/M **S_d/S_u = 0.51027**

Verifica (25) **N_d/N_u = 0.01678**

Sezione d'incastro mensola di fondazione a valle (verificata)

Caratteristiche

L _{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A _r [cm ²]	A' _r [cm ²]
	3.200	100.0	60.0	(1 Ø 16 / 15 cm) 13.40 (1 Ø 16 / 15 cm) 13.40

Condizioni più gravose

Compressione terreno estremo di valle $\sigma_v = 6401 \text{ kg/m}^2$

Compressione terreno all'incastro $\sigma_i = 5848 \text{ kg/m}^2$

Lunghezza zona compressa $L_c = 3.200 \text{ m}$

Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg•m]
Forza di compressione terreno	-19598	1.624	-31828.568
Peso della mensola	4200	1.800	7559.997
Inerzia verticale (terreno e cls)	226	1.800	407.559

Sforzo di taglio [kg] Momento flettente [kg•m]

15172 23861.012

Rapporto $x/d = 0.12294$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.85706$

Sezione d'incastro mensola di fondazione a monte (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
0.500	100.0		60.0	(1 Ø 16 / 15 cm) 13.40
				(1 Ø 16 / 15 cm) 13.40

Condizioni più gravose

Compressione terreno estremo di monte $\sigma_m = 11726 \text{ kg/m}^2$

Compressione terreno all'incastro $\sigma_i = 10504 \text{ kg/m}^2$

Lunghezza zona compressa $L_c = 0.500 \text{ m}$

Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg•m]
Forza di compressione terreno	-5557	0.255	-1414.802
Peso della mensola	195	0.450	87.750
Peso del terreno	1299	0.450	584.416

Sforzo di taglio [kg] Momento flettente [kg•m]

4064 742.635

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Rapporto $x/d = 0.12294$

Verifica N/M $S_d/S_u = 0.02668$

VERIFICHE GEOTECNICHE

Verifiche di stabilità dell'opera

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)

Spinta attiva $K_{AS} = 0.2303$

Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)

Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto

Spinta attiva $K_{AD} = 0.2996$

Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso

Spinta attiva $K_{AD} = 0.2916$

Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro

Altezza di calcolo $H_t = 6.000$ m

Le spinte sono espresse in chilogrammi e le coordinate in metri.

CMB	$S_{S,X}$	$S_{S,Y}$	Y_S	X_S	$S_{D,X}$	$S_{D,Y}$	Y_D	X_D	$S_{T,X}$	$S_{T,Y}$	Y_T	X_T
1	9082	4107	2.000	3.600	-	-	-	-	9082	4107	2.000	3.600
2	6986	3159	2.000	3.600	-	-	-	-	6986	3159	2.000	3.600
3	6986	3159	2.000	3.600	2339	1058	3.000	3.600	9326	4217	2.251	3.600
4	6986	3159	2.000	3.600	1614	730	3.000	3.600	8600	3888	2.188	3.600

Legenda

$S_{S,X}$, $S_{D,X}$, $S_{T,X}$ componente orizzontale della spinta statica , dinamica , totale del terreno

$S_{S,Y}$, $S_{D,Y}$, $S_{T,Y}$ componente verticale della spinta statica , dinamica , totale del terreno

Y_S , Y_D , Y_T ordinata del punto di applicazione della spinta statica , dinamica , totale

X_S , X_D , X_T ascissa del punto di applicazione della spinta statica , dinamica , totale

(le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)

Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Componente orizzontale forza d'inerzia $F_{I,X} = 1871$ kg

Ordinata del punto di applicazione della forza $Y_I = 2.340$ m

Componente verticale forza d'inerzia $F_{I,Y} = \pm 935$ kg

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Ascissa del punto di applicazione della forza $X_I = 2.794 \text{ m}$

Verifica a ribaltamento

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 4)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg·m]
Peso del muro (P_M)	16350	2.742	44827.497
Peso del terreno a monte (P_{TM})	999	3.650	3646.356
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	-935	2.794	-2613.225
Momento stabilizzante (M_{STAB})			45860.626
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	-8600	2.188	-18813.672
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	3888	3.600	13998.526
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	-1871	2.340	-4377.676
Momento ribaltante (M_{RIB})			-9192.822

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 4.98874$$

Verifica a schiacciamento

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 1)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kg]
Peso del muro (P_M)	21255
Peso del terreno a monte (P_{TM})	1299
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	0
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	4107
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	26660
Momento rispetto al piede di valle ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$)	59634.956 kg·m

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 2.237 m
Eccentricità del carico ($e_N = |L_{f1} / 2 - d_N|$) 0.387 m
(Il punto di applicazione del carico è **interno** al terzo medio)

Compressione all'estremo di valle (σ_v) 2685 kg/m²
Compressione all'estremo di monte (σ_m) 11726 kg/m²
Ampiezza della zona compressa (B_{comp}) 3.700 m
Compressione limite (σ_L) 90757 kg/m²

Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento $C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 5.52864$

Verifica a scorrimento

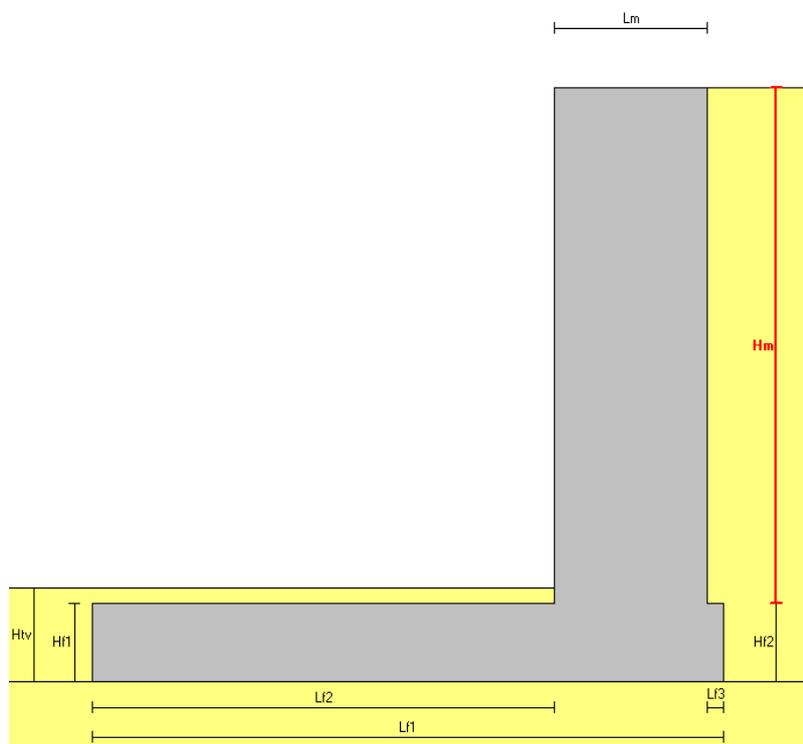
Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è $f_t = \tan(\varphi_f) / \gamma_\varphi = 0.73996$.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 4)

Descrizione carico	Forza ortogonale [kg]	Forza tangenziale [kg]
Peso del muro (P_M)	16350	0
Peso del terreno a monte (P_{TM})	999	0
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{i,x}$)	0	1871
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{i,y}$)	-935	0
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,x}$)	0	8600
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,y}$)	3888	0
Carico totale (Σ_L, Σ_{II})	20302	10471

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento $C_{SCO} = (\Sigma_L \cdot f_t / R) / \Sigma_{II} = 1.43477$

11.5.2. Verifiche muro di imbocco/sbocco per tipologia tombino 3x2



Sezione di verifica

Caratteristiche geometriche

Mensola in elevazione

Altezza paramento	$H_m =$	3.300 m
Spessore in sommità	$L_{m1} =$	1.000 m
Spessore alla base	$L_{mb} =$	1.000 m
Inclinazione paramento esterno	$\beta_e =$	0.00 °
Inclinazione paramento interno	$\beta_i =$	0.00 °

Soletta di fondazione

Estensione	$E_f =$	2.000 m
Lunghezza totale	$L_{f1} =$	4.100 m
Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} =$	3.000 m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} =$	0.500 m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} =$	0.100 m
Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} =$	0.500 m
Altezza rinterro mensola a valle	$H_{tv} =$	0.600 m
Inclinazione piano di fondazione	$\psi_f =$	0.00 °

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

MURO DI IMBOCCO	Φ20 passo 10 cm	Φ10 passo 20 cm
-----------------	-----------------	-----------------

VERIFICHE STRUTTURALI

La verifica viene effettuata considerando lo stato limite ultimo, pertanto, si eseguono i seguenti controlli:

- Verifica N/M: si visualizza il valore del rapporto S_d/S_u ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni (S_d = sollecitazione di progetto derivante da N e M, S_u = sollecitazione ultima);
- Verifica (25): si visualizza il valore del rapporto N_d/N_u , dove N_u viene ottenuto con riduzione del 25% di f_{cd} (N_d = sollecitazione normale di progetto, N_u = sollecitazione normale ultima).

Entrambi i valori dei rapporti devono essere minori o uguali a 1 affinché la verifica sia superata.

Si riporta inoltre il valore del rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile della sezione (rapporto x/d) alla rottura della sezione (per sola flessione).

Le sollecitazioni riportate si riferiscono ad un tratto di muro di estensione 1 m.

Mensola in elevazione

Le quote delle sezioni sono riferite allo spiccatto di fondazione.

Sezione 3 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
0.000	100.0	100.0	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Sforzo normale (N) [kg]	Sforzo di taglio (T) [kg]	Momento flettente (M) [kg•m]
8695	3776	5068.696

Rapporto $x/d = 0.08291$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.04424$**

Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.01050$**

Sezione d'incastro mensola di fondazione a valle (verificata)

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A'_f [cm ²]
3.500	100.0	50.0	(1 Ø 16 / 15 cm) 13.40	(1 Ø 16 / 15 cm) 13.40

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

Compressione terreno estremo di valle $\sigma_v = 801 \text{ kg/m}^2$

Compressione terreno all'incastro $\sigma_i = 6507 \text{ kg/m}^2$

Lunghezza zona compressa $L_c = 3.500 \text{ m}$

Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg•m]
Forza di compressione terreno	-12788	1.295	-16555.498
Peso della mensola	3750	2.000	7500.000
Peso del terreno	555	2.000	1110.000
Inerzia verticale (terreno e cls)	232	2.000	464.165

Sforzo di taglio [kg] Momento flettente [kg•m]

8251 7481.333

Rapporto $x/d = 0.13746$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.33020$**

Sezione d'incastro mensola di fondazione a monte (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A'_f [cm ²]
0.600	100.0	50.0	(1 Ø 16 / 15 cm) 13.40	(1 Ø 16 / 15 cm) 13.40

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Compressione terreno estremo di monte $\sigma_m = 10510 \text{ kg/m}^2$

Compressione terreno all'incastro $\sigma_i = 8897 \text{ kg/m}^2$

Lunghezza zona compressa $L_c = 0.600 \text{ m}$

Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg•m]
Forza di compressione terreno	-5822	0.308	-1794.982
Peso della mensola	162	0.550	89.375
Peso del terreno	794	0.550	436.505

Sforzo di taglio [kg] Momento flettente [kg•m]

Ordinata del punto di applicazione della forza	$Y_I =$	1.454 m
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{I,Y} =$	± 754 kg
Ascissa del punto di applicazione della forza	$X_I =$	2.993 m

Verifica a ribaltamento

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 4)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg·m]
Peso del muro (P_M)	13375	2.944	39381.252
Peso del terreno a monte (P_{TM})	610	4.050	2472.523
Peso del terreno a valle (P_{TV})	555	1.500	832.501
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	-754	2.993	-2256.337
Momento stabilizzante (M_{STAB})			40429.939
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	-3450	1.385	-4779.369
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	1560	4.000	6238.849
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	-1508	1.454	-2192.124
Momento ribaltante (M_{RIB})			-732.644

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 55.18359$$

Verifica a schiacciamento

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 1)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kg]
Peso del muro (P_M)	17388
Peso del terreno a monte (P_{TM})	794
Peso del terreno a valle (P_{TV})	722
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	0
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	1647

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT}) **20550**

Momento rispetto al piede di valle ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$) 57466.393 kg·m

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 2.796 m

Eccentricità del carico ($e_N = |L_{f1} / 2 - d_N|$) 0.746 m

(Il punto di applicazione del carico è **esterno** al terzo medio)

Compressione all'estremo di valle (σ_v) 0 kg/m²

Compressione all'estremo di monte (σ_m) 10510 kg/m²

Ampiezza della zona compressa (B_{comp}) 3.911 m

Compressione limite (σ_L) 124958 kg/m²

Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento **$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 8.49278$**

Verifica a scorrimento

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è $f_t = \tan(\varphi_f) / \gamma_\varphi = 0.73996$.

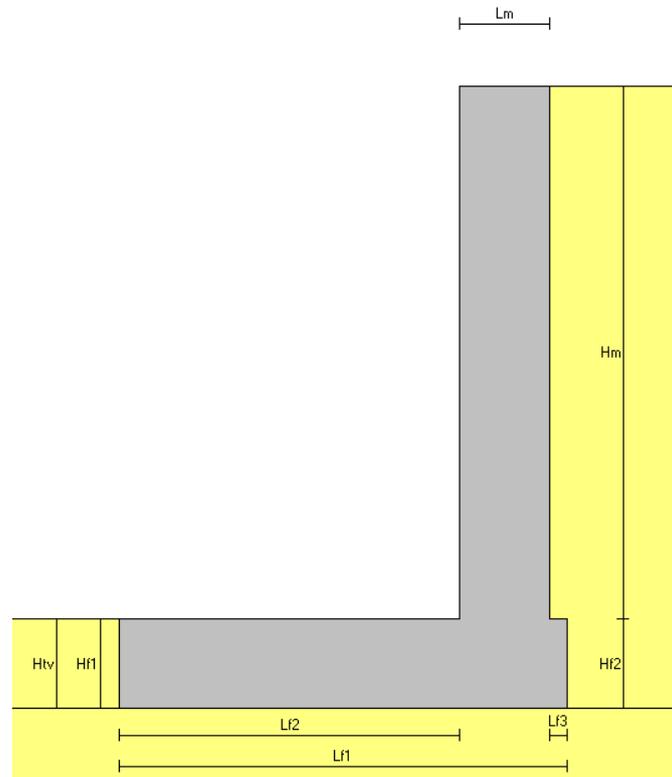
Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 4)

Descrizione carico	Forza ortogonale [kg]	Forza tangenziale [kg]
Peso del muro (P_M)	13375	0
Peso del terreno a monte (P_{TM})	610	0
Peso del terreno a valle (P_{TV})	555	0
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,x}$)	0	1508
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,y}$)	-754	0
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,x}$)	0	3450
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,y}$)	1560	0
Carico totale ($\Sigma_{\perp}, \Sigma_{\parallel}$)	15346	4957

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento **$C_{SCO} = (\Sigma_{\perp} \cdot f_t / R) / \Sigma_{\parallel} = 2.29061$**

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

11.5.3. Verifiche muro di imbocco/sbocco per tipologia tombino 2x2 A



Sezione di verifica

Descrizione dell'opera

Tipo di opera:	muro in calcestruzzo armato
Tipo di sovrastruttura:	paramenti piani
Tipo di fondazione:	piana orizzontale

Caratteristiche geometriche

Mensola in elevazione

Altezza paramento	$H_m =$	3.000 m
Spessore in sommità	$L_{m1} =$	0.500 m
Spessore alla base	$L_{mb} =$	0.500 m
Inclinazione paramento esterno	$\beta_e =$	0.00 °
Inclinazione paramento interno	$\beta_i =$	0.00 °

Soletta di fondazione

Estensione	$E_f =$	2.000 m
Lunghezza totale	$L_{f1} =$	2.500 m
Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} =$	1.900 m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} =$	0.500 m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} =$	0.100 m
Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} =$	0.500 m
Altezza rinterro mensola a valle	$H_{tv} =$	0.500 m
Inclinazione piano di fondazione	$\psi_f =$	0.00 °

<u>Angolo di inclinazione terrapieno</u>	$\alpha =$	0.00 °
--	------------	--------

Materiali utilizzati

Peso specifico del muro	$\gamma_m =$	2500 kg/m ³
-------------------------	--------------	------------------------

Caratteristiche calcestruzzo

Classe di resistenza		C25/30
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	118 Kg/cm ²

Caratteristiche armature

Tipo acciaio		B 450 C
Resistenza di calcolo	$f_{yd} =$	3913 Kg/cm ²

Caratteristiche geotecniche del terreno

Peso specifico	$\gamma_{tv} =$	1850 kg/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_v =$	36.50 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_v =$	24.33 °
Coesione	$c'_v =$	0 kg/m ²

Carichi applicati

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente strutturale

Uniforme a valle del muro	$G_{1uv} =$	0 kg/m ²
---------------------------	-------------	---------------------

Uniforme a monte del muro	$G1_{um} =$	0 kg/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G1_{nm} =$	0 kg/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G1n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G1n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente non strutturale

Uniforme a valle del muro	$G2_{uv} =$	0 kg/m ²
Uniforme a monte del muro	$G2_{um} =$	0 kg/m ²
Nastriforme a monte del muro	$G2_{nm} =$	0 kg/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{G2n} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{G2n} =$	0.000 m

Carichi distribuiti sul terreno di tipo variabile

Uniforme a valle del muro	$Q_{uv} =$	0 kg/m ²
Uniforme a monte del muro	$Q_{um} =$	0 kg/m ²
Nastriforme a monte del muro	$Q_{nm} =$	0 kg/m ²
Distanza nastriforme dal paramento interno	$d_{Qn} =$	0.000 m
Larghezza del nastro	$l_{Qn} =$	0.000 m

ARMATURE DI PROGETTO		
Elemento strutturale	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
RITTI VERTICALI	Φ16 passo 10 cm	Φ10 passo 20 cm
FONDAZIONI	Φ20 passo 10 cm	Φ10 passo 20 cm
MURO DI IMBOCCO	Φ20 passo 10 cm	Φ10 passo 20 cm

VERIFICHE STRUTTURALI

Le quote delle sezioni sono riferite allo spiccatto di fondazione.

Sezione 3 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
0.000	100.0	50.0	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 3)

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg•m]
Forza di compressione terreno	-2488	0.179	-444.394
Peso della mensola	162	0.300	48.750
Peso del terreno	721	0.300	216.450

Sforzo di taglio [kg]	Momento flettente [kg•m]
1604	179.194

Rapporto $x/d = 0.13746$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.00791$**

VERIFICHE GEOTECNICHE

Verifiche di stabilità dell'opera

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)

Spinta attiva $K_{AS} = 0.2303$

Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)

Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto

Spinta attiva $K_{AD} = 0.2996$

Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso

Spinta attiva $K_{AD} = 0.2916$

Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro

Altezza di calcolo $H_t = 3.500$ m

Le spinte sono espresse in chilogrammi e le coordinate in metri.

CMB	$S_{s,x}$	$S_{s,y}$	Y_s	X_s	$S_{D,x}$	$S_{D,y}$	Y_D	X_D	$S_{T,x}$	$S_{T,y}$	Y_T	X_T
1	3091	1397	1.167	2.400	-	-	-	-	3091	1397	1.167	2.400
2	2377	1075	1.167	2.400	-	-	-	-	2377	1075	1.167	2.400
3	2377	1075	1.167	2.400	796	360	1.750	2.400	3173	1435	1.313	2.400
4	2377	1075	1.167	2.400	549	248	1.750	2.400	2926	1323	1.276	2.400

Legenda

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

$S_{S,X}$, $S_{D,X}$, $S_{T,X}$ componente orizzontale della spinta statica , dinamica , totale del terreno
 $S_{S,Y}$, $S_{D,Y}$, $S_{T,Y}$ componente verticale della spinta statica , dinamica , totale del terreno
 Y_S , Y_D , Y_T ordinata del punto di applicazione della spinta statica , dinamica , totale
 X_S , X_D , X_T ascissa del punto di applicazione della spinta statica , dinamica , totale
 (le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)

Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{I,X} =$	801 kg
Ordinata del punto di applicazione della forza	$Y_I =$	1.264 m
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{I,Y} =$	± 401 kg
Ascissa del punto di applicazione della forza	$X_I =$	1.794 m

Verifica a ribaltamento

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 4)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg·m]
Peso del muro (P_M)	6875	1.741	11968.751
Peso del terreno a monte (P_{TM})	555	2.450	1359.749
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	-401	1.794	-718.539
Momento stabilizzante (M_{STAB})			12609.961
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	-2926	1.276	-3734.426
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	1323	2.400	3175.592
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	-801	1.264	-1012.565
Momento ribaltante (M_{RIB})			-1571.399

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 8.02467$$

Verifica a schiacciamento

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4.

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		 ANAS GRUPPO FS ITALIANE
CA349	Relazione di calcolo	

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 1)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kg]
Peso del muro (P_M)	8938
Peso del terreno a monte (P_{TM})	721
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	0
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	1397
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	11056

Momento rispetto al piede di valle ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$) 17075.136 kg·m

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 1.544 m

Eccentricità del carico ($e_N = |L_{f1} / 2 - d_N|$) 0.294 m

(Il punto di applicazione del carico è **interno** al terzo medio)

Compressione all'estremo di valle (σ_v) 1298 kg/m²

Compressione all'estremo di monte (σ_m) 7547 kg/m²

Ampiezza della zona compressa (B_{comp}) 2.500 m

Compressione limite (σ_L) 70434 kg/m²

Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento

$$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 6.66624$$

Verifica a scorrimento

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è $f_t = \tan(\varphi_i) / \gamma_\varphi = 0.73996$.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 4)

Descrizione carico	Forza ortogonale [kg]	Forza tangenziale [kg]
Peso del muro (P_M)	6875	0
Peso del terreno a monte (P_{TM})	555	0
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	0	801
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	-401	0
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	0	2926
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	1323	0

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Carico totale (Σ_{\perp} , Σ_{\parallel})

8353

3727

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$C_{sco} = (\Sigma_{\perp} \cdot f_t / R) / \Sigma_{\parallel} = 1.65811$$

S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

13. CONCLUSIONI

Nella presente relazione di calcolo sono stati riportati e commentati i dati ed i risultati relativi alle analisi strutturali dei Sottovia da realizzarsi nell'ambito dei lavori di "S.S. n291 "Collegamento Sassari – Alghero - Aeroporto" Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas – Alghero e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia".

Le sezioni considerate al fine di realizzare i sottovia hanno dimensioni interne da 200x200cm, 200x100cm, 300x200cm e 200x300cm, a cui caso per caso andranno sommati gli spessori delle sezioni in cemento armato. E' stato considerato inoltre un tombino di forma tubolare (SV-TS-01) che verrà realizzato mediante l'impiego di conci prefabbricati in calcestruzzo armato vibrocompresso di cui verranno date indicazioni minime in termini di spessore e armature necessarie al garantire le prestazioni richiesta da normativa.

La procedura adottata per l'analisi dei carichi e la definizioni delle combinazioni di carico seguente normativa tecnica è stata descritta e applicata per ciascuna delle opere in oggetto.

Dai risultati ottenuti è possibile affermare che le prescrizioni progettuali contenute nella presente relazione garantiscono un livello di sicurezza adeguato per la funzione strutturale considerata e risultano essere adeguate per rispettare le prescrizioni delle normative tecniche vigenti.

Particolari accorgimento dovranno essere adottati in fase realizzativa di cantiere al fine di applicare e adattare al contesto i risultati ottenuti dai modelli equivalenti di calcolo che sono oggetto della presente relazione. Per una più diretta indicazione sull'applicazione pratica dei risultati ottenuti si rimanda agli elaborati grafici di carpenterie e delle fasi realizzative allegate al presente progetto esecutivo.