

S.S.131 "Carlo Felice"
 Completamento itinerario Sassari – Olbia.
 Potenziamento e messa in sicurezza S.S.131
 dal km 192+500 al km 209+500.
 2° Lotto dal km 202+000 al km 209+500

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA357

PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

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

PROGETTISTA:

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)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma 15138)

RESPONSABILE SIA:

Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Salvatore Frasca

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

MANDANTI:



OPERE D'ARTE MINORI
 ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI E SISTEMAZIONI IDRAULICHE
 ATTRAVERSAMENTI IDRAULICI
 Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. ANNO

DPCA0357 D 20

NOME FILE

CA349_P00TM00STRRE01_A

CODICE ELAB. P00TM00STRRE01

REVISIONE

SCALA:

A

VARIE

D

C

B

A

REV.

EMISSIONE

DESCRIZIONE

NOV.2020

DATA

A. CECCOTTI

REDATTO

M.A. CUCCARO

VERIFICATO

G. PIAZZA

APPROVATO

INDICE

1.	PREMESSE.....	5
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	13
2.1	Legislazione di carattere generale.....	13
2.2	Norme UNI.....	13
2.3	Norme emanate dal C.N.R.....	13
2.4	Bibliografia.....	14
3.	PROGRAMMA PER L'ANALISI AUTOMATICA.....	14
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	14
4.1	Calcestruzzo magro per sottofondazioni.....	15
4.2	Acciaio ordinario per armatura lenta B 450C.....	15
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	16
6.	AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	18
6.1	Parametri sismici.....	18
6.2	Analisi pseudostatiche.....	20
7.	CRITERI DI VERIFICA.....	21
7.1	Stato limite ultimo.....	21
7.1.1	Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione.....	21
7.1.2	Verifica per sollecitazioni taglianti.....	22
7.2	Stato limite d'esercizio.....	24
7.2.1	Valutazione della distanza media fra le fessure.....	25
7.2.2	Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura.....	27
7.2.3	Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio di calcolo).....	28
7.2.4	Ampiezza delle fessure.....	28
7.3	Metodologia per il calcolo dei muri.....	29
7.4	Verifiche geotecniche.....	30
7.4.1	Verifiche a ribaltamento.....	30
7.4.2	Verifiche a scorrimento.....	30

7.4.3	<i>Verifiche di capacità portante della fondazione</i>	31
8.	COMBINAZIONI DI CARICO	35
8.1	Combinazioni per la verifica allo SLU	35
9.	ANALISI DEI CARICHI	37
9.1	TM_AS_06 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 250x250 CM	39
9.1.1	<i>Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati</i>	40
9.1.2	<i>Spinta delle terre</i>	40
9.1.3	<i>Carichi veicolari sulla soletta superiore</i>	41
9.1.4	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 43	
9.1.5	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 43	
9.1.6	<i>Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali</i>	46
9.1.7	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)</i>	47
9.1.8	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)</i>	48
9.1.9	<i>Definizione dei carichi di progetto</i>	50
9.1.10	<i>Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione</i>	51
9.1.11	<i>Carico da frenatura</i>	51
9.1.12	<i>Azione termica</i>	52
9.1.13	<i>Ritiro</i>	52
9.2	TM_AS_04 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 150x250 CM	55
9.2.1	<i>Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati</i>	55
9.2.2	<i>Spinta delle terre</i>	56
9.2.3	<i>Carichi veicolari sulla soletta superiore</i>	57
9.2.4	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 58	
9.2.5	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 59	
9.2.6	<i>Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali</i>	62
9.2.7	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)</i>	63
9.2.8	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)</i>	64
9.2.9	<i>Definizione dei carichi di progetto</i>	65
9.2.10	<i>Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione</i>	67
9.2.11	<i>Carico da frenatura</i>	67
9.2.12	<i>Azione termica</i>	68

9.2.13 Ritiro.....	68
9.3 TM_AP_03 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 150x150 CM	71
9.3.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati	71
9.3.2 Spinta delle terre	72
9.3.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore.....	73
9.3.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada) 74	
9.3.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada) 75	
9.3.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali.....	78
9.3.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)	79
9.3.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)	79
9.3.9 Definizione dei carichi di progetto	81
9.3.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione.....	82
9.3.11 Carico da frenatura.....	82
9.3.12 Azione termica.....	83
9.3.13 Ritiro.....	83
9.4 TM_AS_03 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 250x250 CM	86
9.4.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati	86
9.4.2 Spinta delle terre	87
9.4.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore.....	88
9.4.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada) 89	
9.4.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada) 90	
9.4.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali.....	93
9.4.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)	94
9.4.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)	95
9.4.9 Definizione dei carichi di progetto	96
9.4.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione.....	98
9.4.11 Carico da frenatura.....	98
9.4.12 Azione termica.....	99
9.4.13 Ritiro.....	99
9.5 TM_AP_01 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 250x250 CM	102
9.5.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati	102
9.5.2 Spinta delle terre	103
9.5.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore.....	104

9.5.4	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i>	106
9.5.5	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i>	106
9.5.6	<i>Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali</i>	109
9.5.7	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)</i>	109
9.5.8	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)</i>	110
9.5.9	<i>Definizione dei carichi di progetto</i>	111
9.5.10	<i>Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione</i>	113
9.5.11	<i>Carico da frenatura</i>	113
9.5.12	<i>Azione termica</i>	114
9.5.13	<i>Ritiro</i>	114
ANALISI E VERIFICA DEI MURI DI IMBOCCO		117
9.1	Descrizione della normativa e del metodo di calcolo	120
9.2	Descrizione del metodo di calcolo delle spinte	123
9.3	Descrizione del metodo di calcolo della portanza	124
10.	ALLEGATI	127
10.1	Verifiche elementi TM_AS_06	127
10.2	Verifiche elementi TM_AS_04	136
10.3	Verifiche elementi TM_AP_03	145
10.4	Verifiche elementi TM_AS_03	155
10.5	Verifiche elementi TM_AP_01	165
10.5	Verifiche del muro d'ala maggiormente sollecitato	174
10.5.1	<i>Verifica a schiacciamento</i>	176
10.5.2	<i>Verifica allo scorrimento sul piano di posa</i>	177
10.5.3	<i>Verifica a ribaltamento</i>	178
10.5.4	<i>Verifiche di resistenza delle armature</i>	179
INCIDENZA DELLE ARMATURE SUL VOLUME TOTALE		183

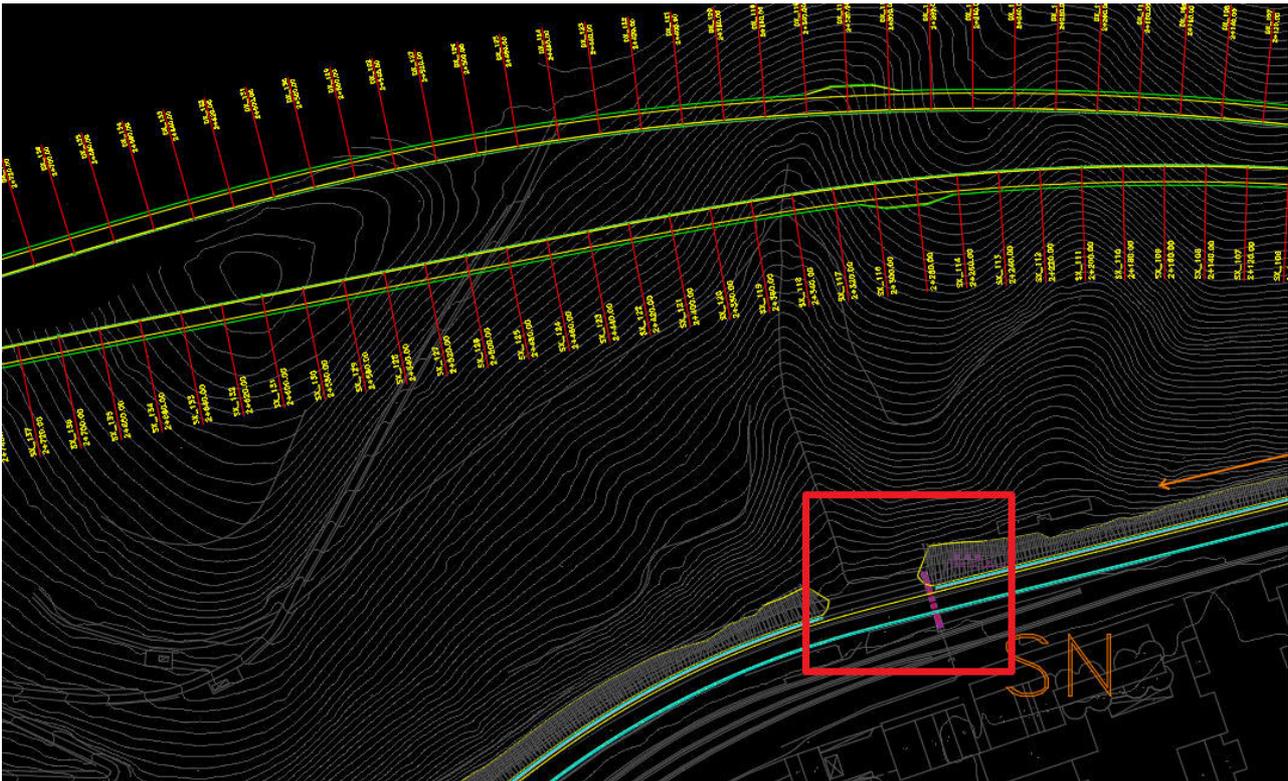
S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

1. PREMESSE

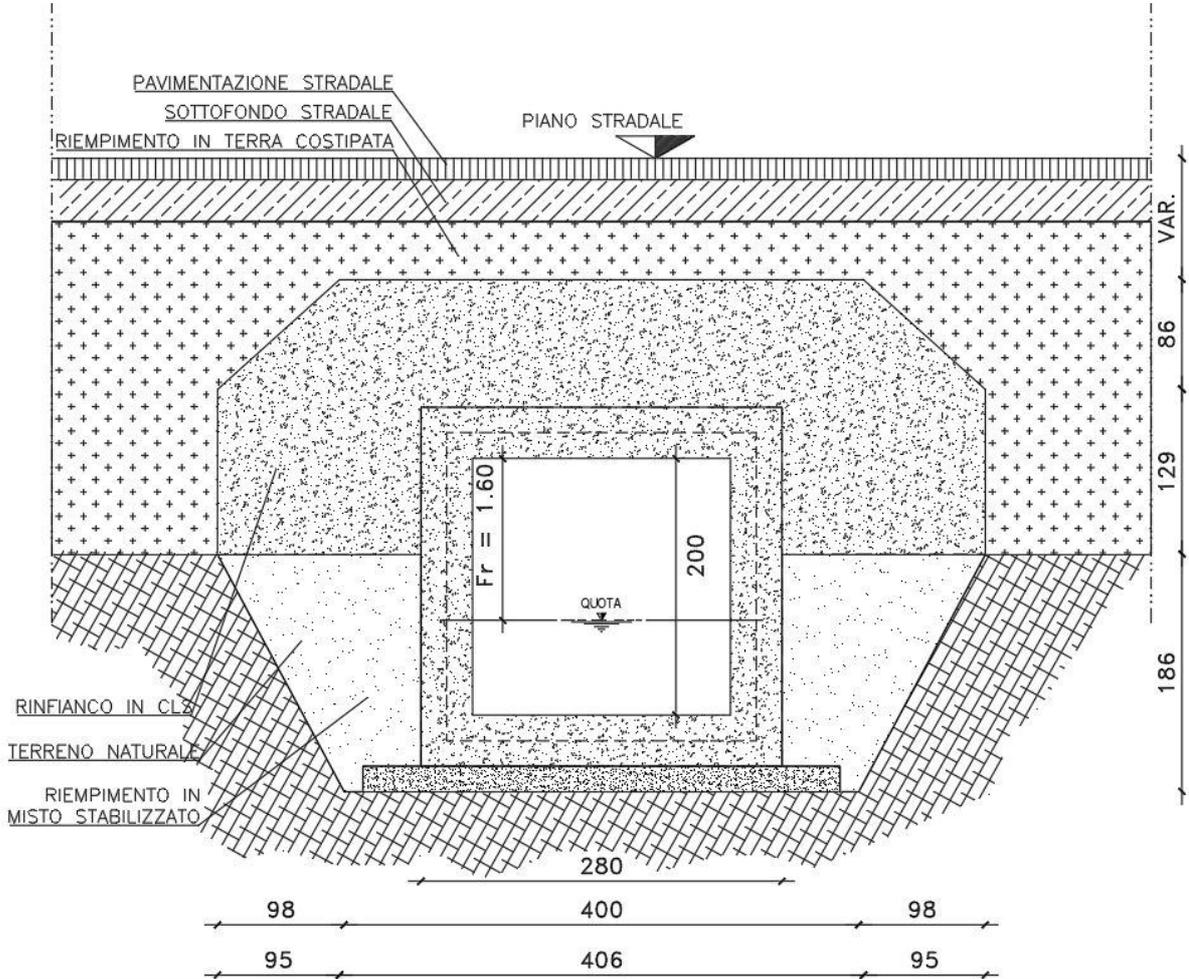
La presente relazione di calcolo riporta e commenta i dati ed i risultati relativi alle analisi strutturali dei Sottovia da realizzarsi nell'ambito dei lavori di "Completamento itinerario Sassari – Olbia – SS n: 131 Carlo Felice – potenziamento-messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 – 2° lotto dal km 202+000 a km 209+500".

Le sezioni considerate al fine di realizzare i sottovia hanno dimensioni interne da 200x200cm, 150x250cm, 150x150cm e 250x250cm, a cui caso per caso andranno sommati gli spessori delle sezioni in cemento armato.

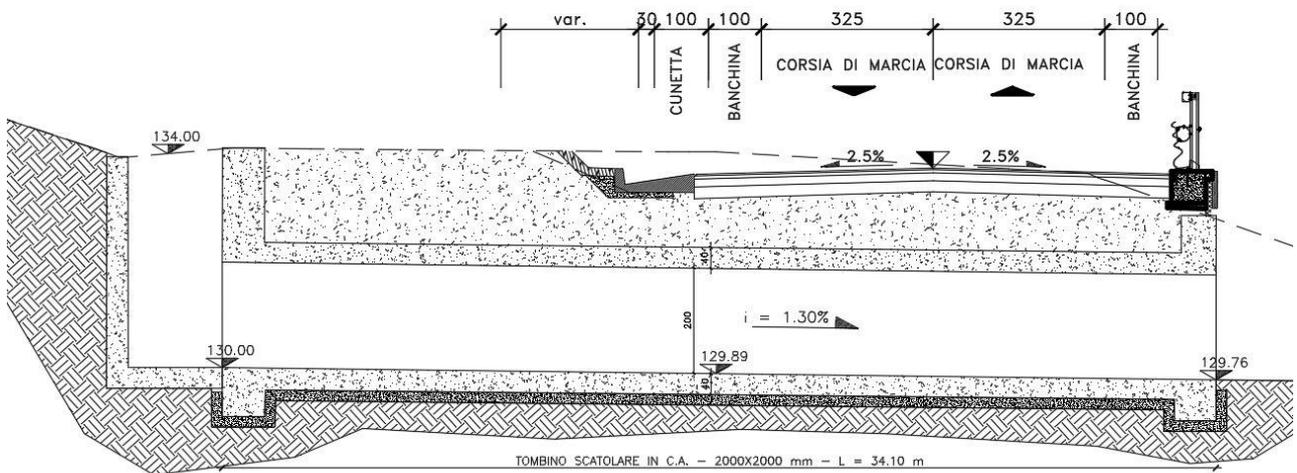
Si riportano di seguito alcuni schemi indicativi della geometria dell'opera in oggetto, rimandando agli elaborati grafici progettuali per i dettagli.



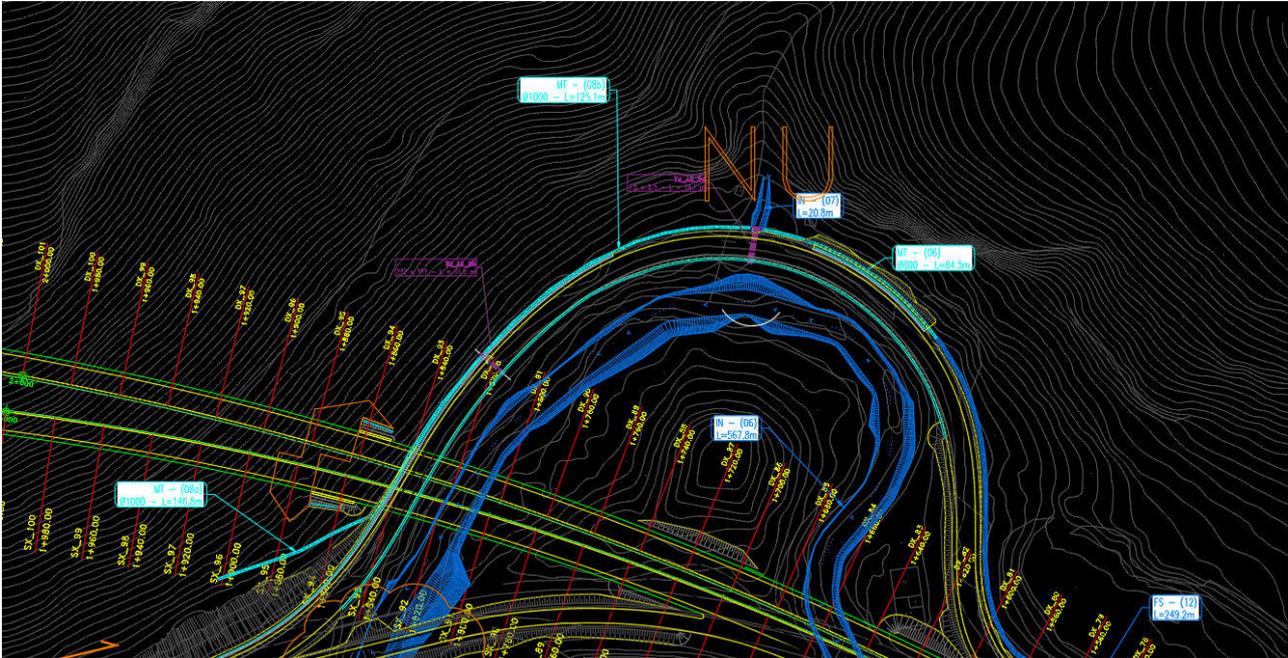
Planimetria stradale - scatola tipo TM_AS_06



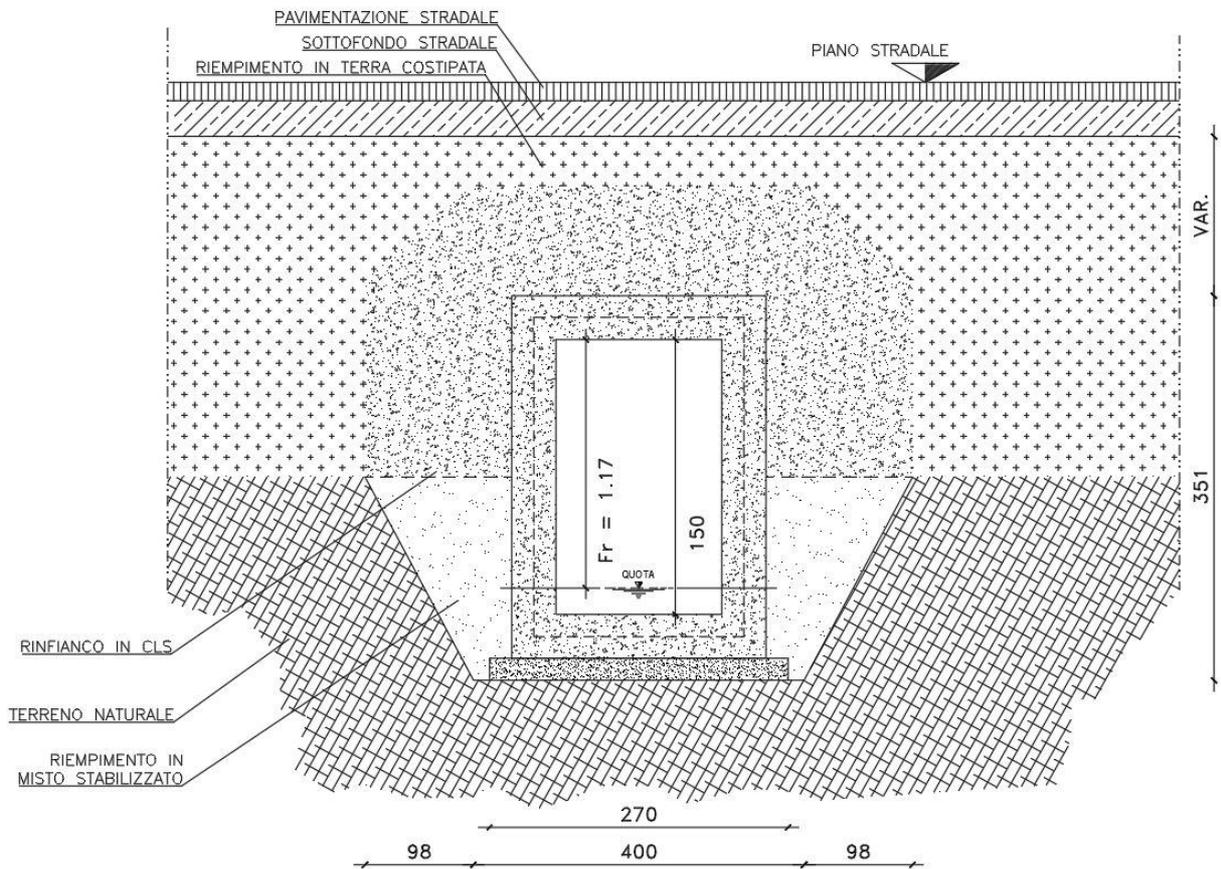
Sezione trasversale - scatolare tipo TM_AS_06



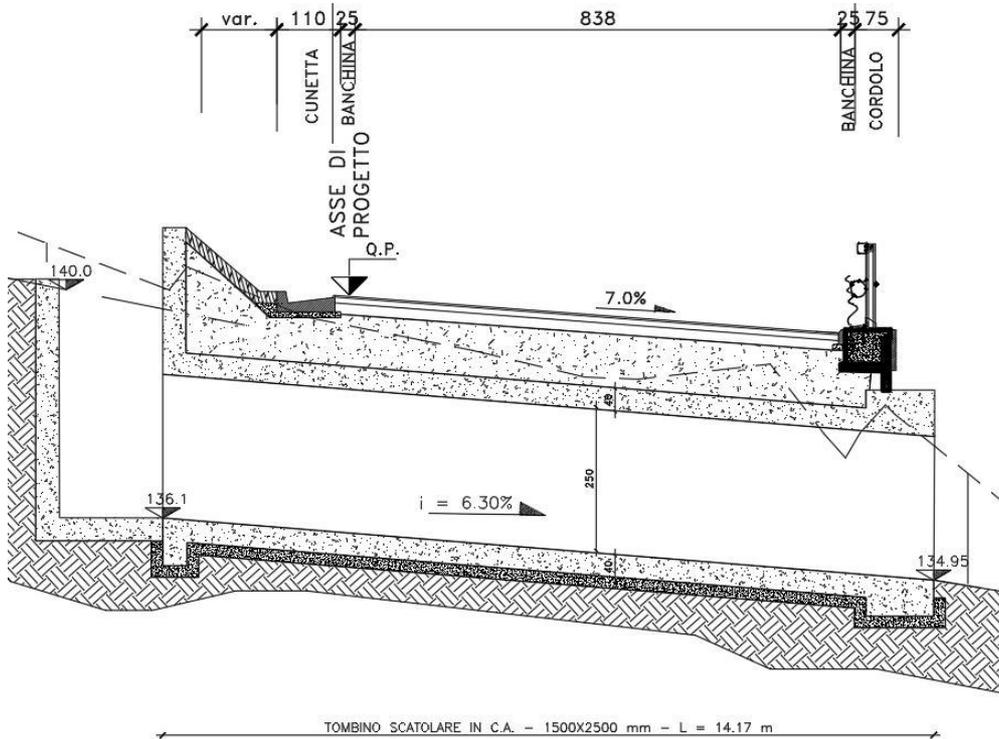
Sezione longitudinale - scatolare tipo TM_AS_06



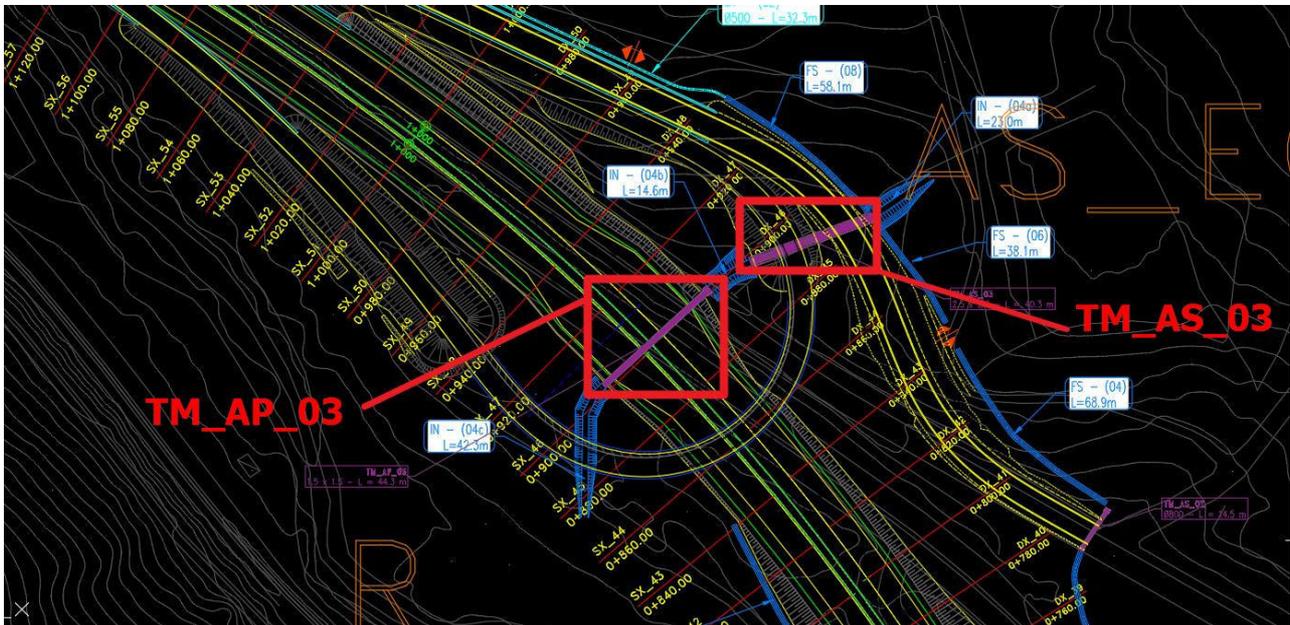
Planimetria stradale - scatolare tipo TM_AS_04



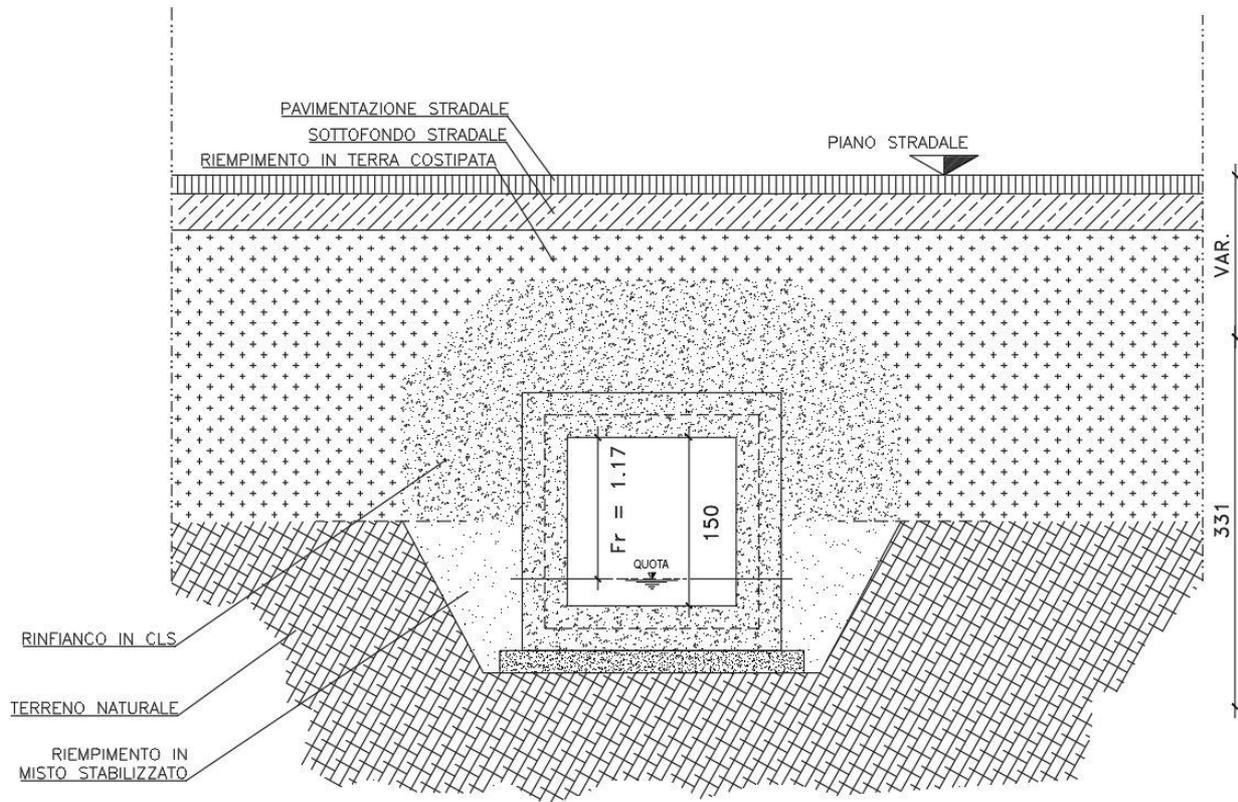
Sezione trasversale - scatolare tipo TM_AS_04



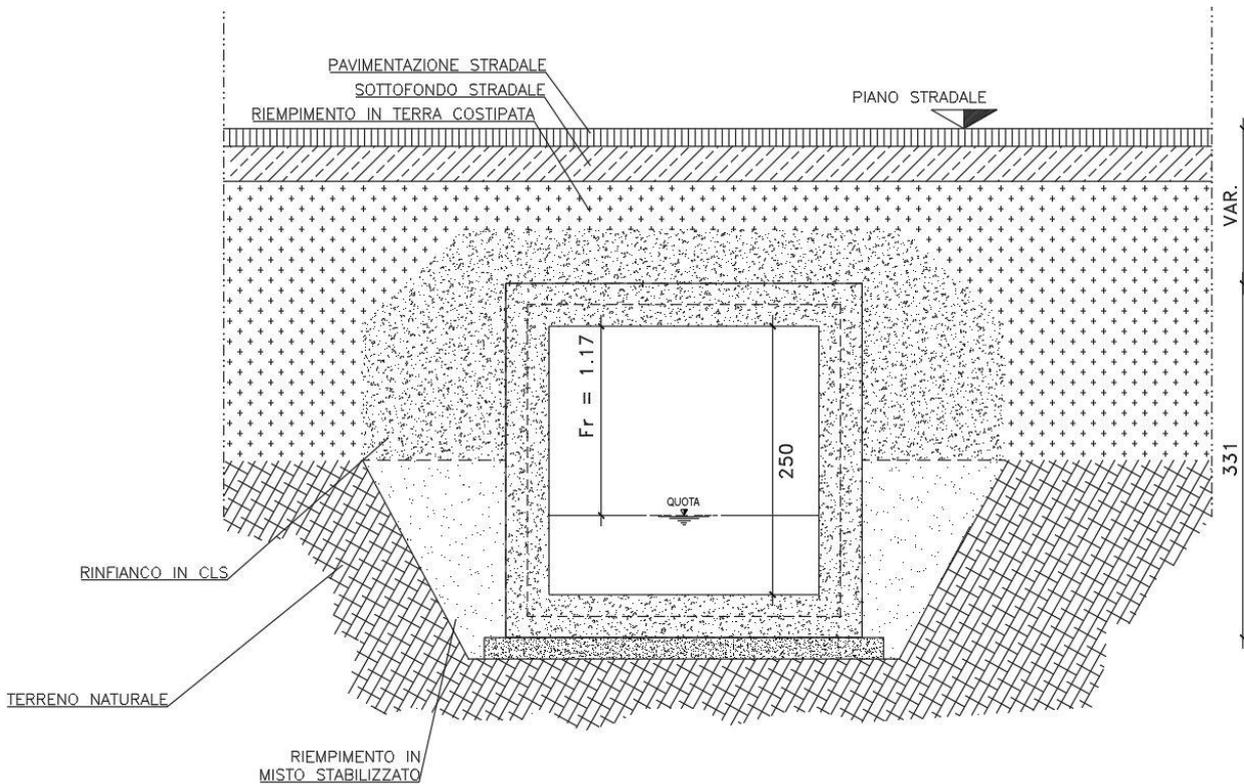
Sezione longitudinale - scatolare tipo TM_AS_04



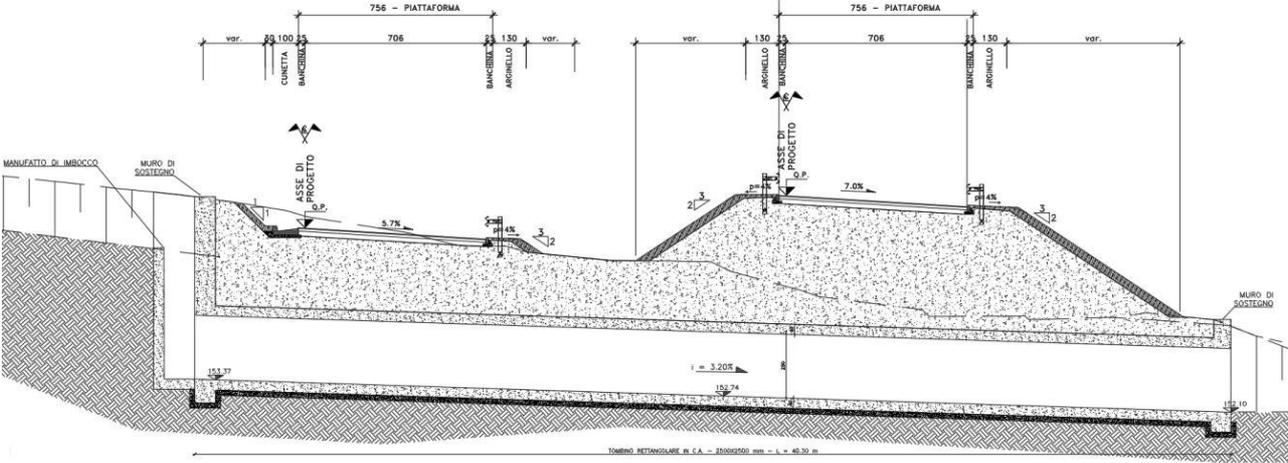
Planimetria stradale - scatolare tipo TM_AP_03, TM_AS_03



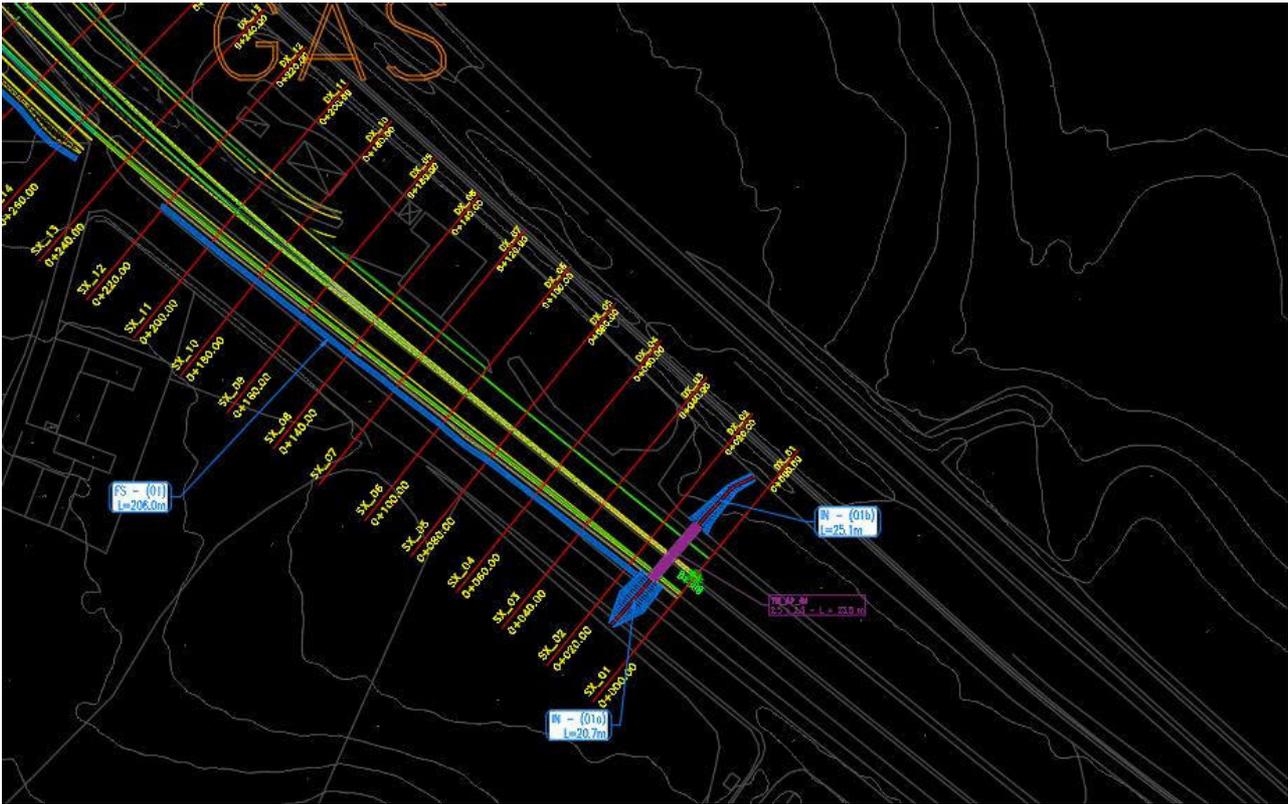
Sezione trasversale - scatolare tipo TM_AP_03



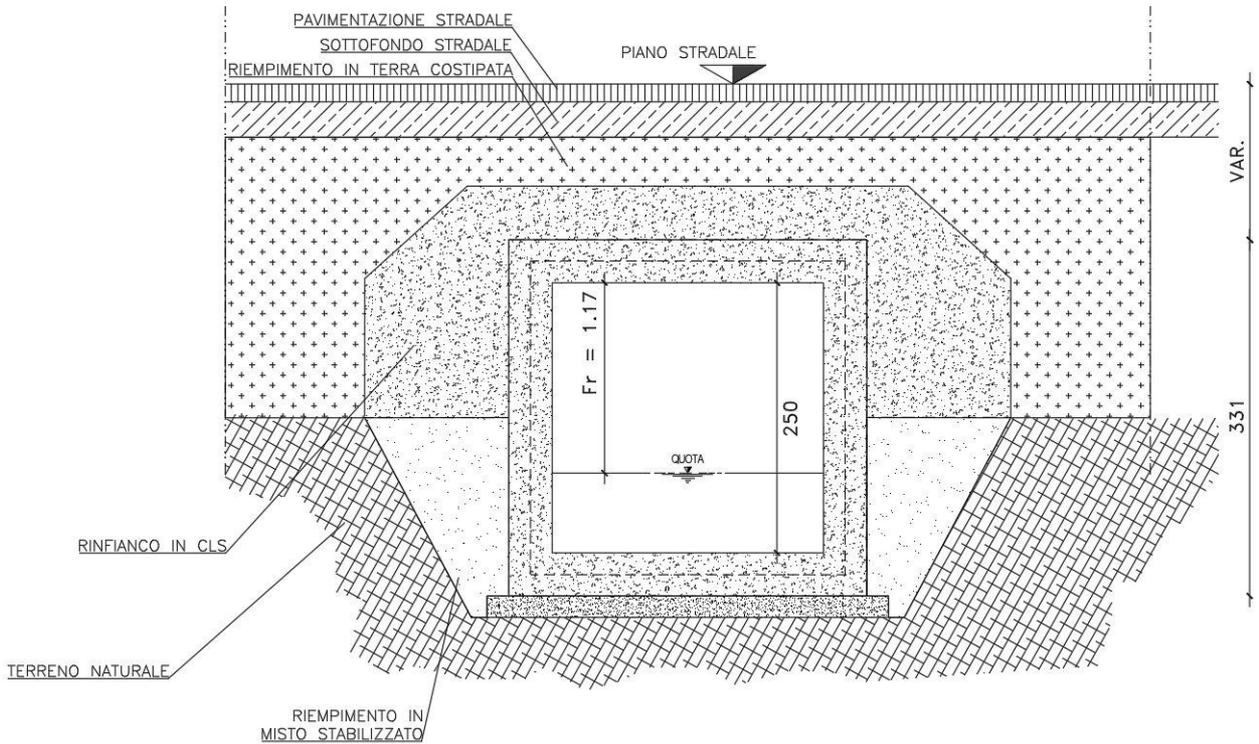
Sezione trasversale - scatolare tipo TM_AS_03



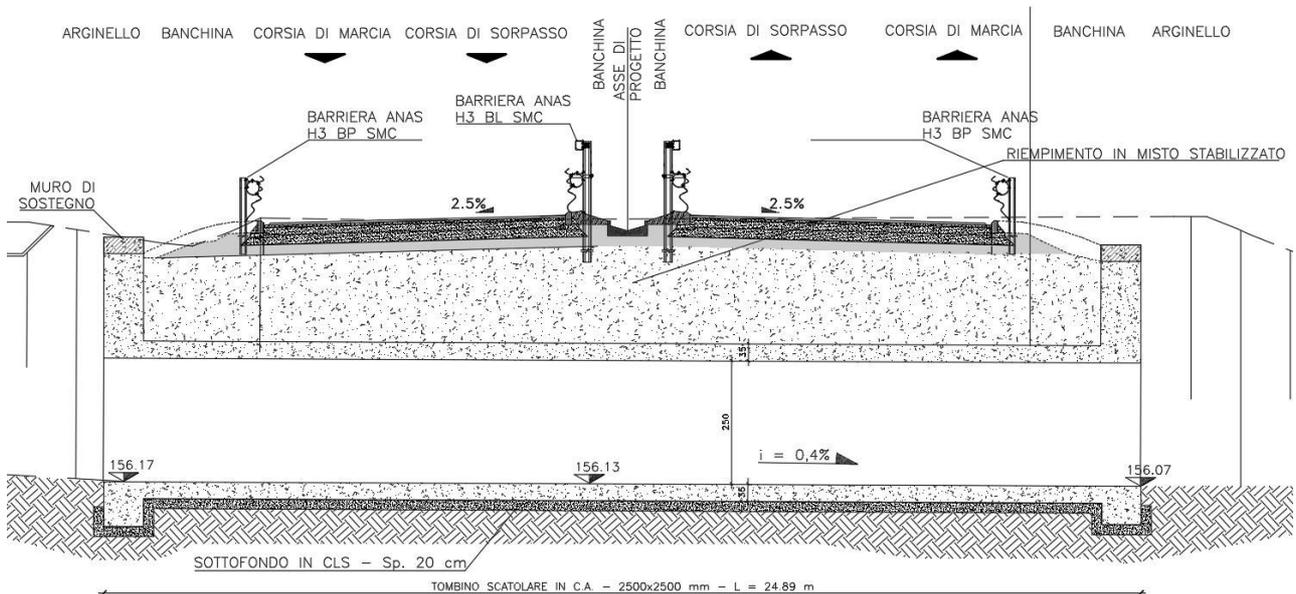
Sezione longitudinale - scatolare tipo TM_AS_03, TM_AP_03



Planimetria stradale - scatolare tipo TM_AP_01



Sezione trasversale - scatolare tipo TM_AP_01



Sezione longitudinale - scatolare tipo TM_AP_01

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 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 di un tempo di ritorno $T_r=200$ anni. in cui si hanno le seguenti quote idriche (misurate all'estradosso della soletta superiore):

ID TOMBINO	QUOTA IDRICA
	m
TM_AS_06	0,4
TM_AS_04	1,68
TM_AP_03	0,4
TM_AS_03	0,55
TM_AP_01	1,41

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.

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	

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

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".

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione 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

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	Rck = 40.00		N/mm ²
Resistenza di esposizione	fck = 0.83 Rck= 33.20		N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	fcm = fck+8 = 41.20		N/mm ²

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33642.78$	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^2 = 3.10$	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{cd} = 0.70 \times f_{ctm} = 2.17$	N/mm ²

Stato Limite Ultimo

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%) $f_{yk} = 450.00$ N/mm²

Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza

$\gamma_s = 1.15$

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 St [m] della fondazione in progetto, opportunamente valutato.

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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

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-paratia (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.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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 $V_N \geq 50$ anni nonché una Classe d'Uso IV.

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

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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):

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.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

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

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

OPERA	ID INDAGINE	CAT. SUOLO	S_s (SLV)	S_s (SLD)	$a_{g,max}$ (SLV)	$a_{g,max}$ (SLD)
TM_AS_06	PZ08D, S12D_PZ	C	1.5	1.5	0.075	0.0375
TM_AS_04	S06D	B	1.2	1.2	0.06	0.03
TM_AP_03	S04D-PZ	C	1.5	1.5	0.075	0.0375
TM_AS_03	S04D-PZ	C	1.5	1.5	0.075	0.0375
TM_AP_01	PZ01D,S01D-DH	B	1.2	1.2	0.06	0.03

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):

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

dove:

- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g = accelerazione di gravità;
 β = coefficiente di riduzione di a_{max}

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:

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

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

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

- N è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

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:

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

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

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

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 membrature 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

$$a_1 = (0.9 \cdot d \cdot \text{ctg} \vartheta) / 2$$

lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

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 $\rightarrow \sigma_c < 19.92 \text{ N/mm}^2$

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).

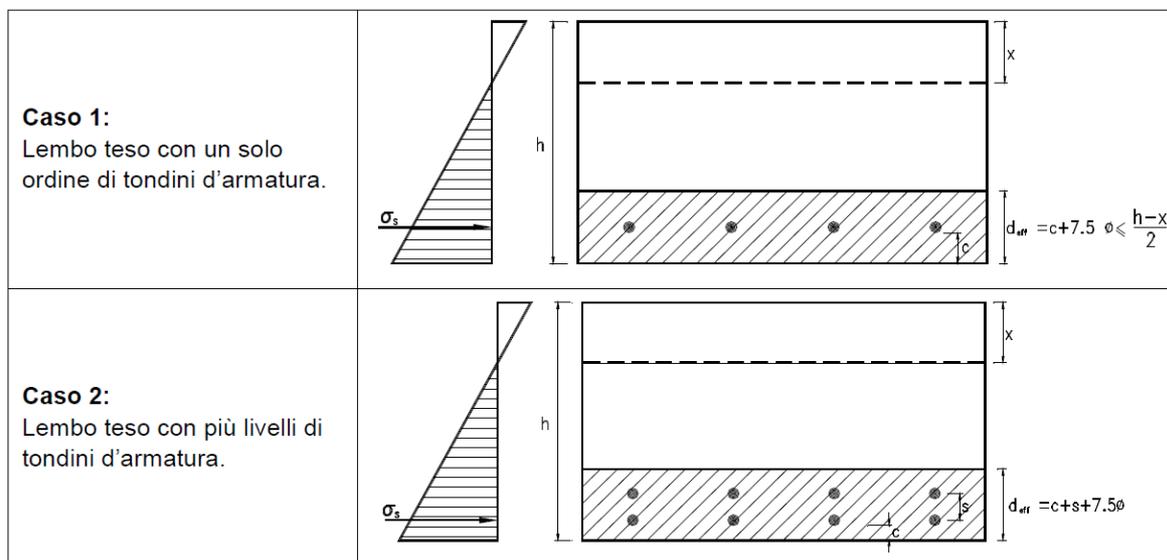
S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

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.



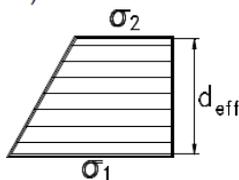
La distanza media tra le fessure, per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace, è data da:

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	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}).

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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:

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

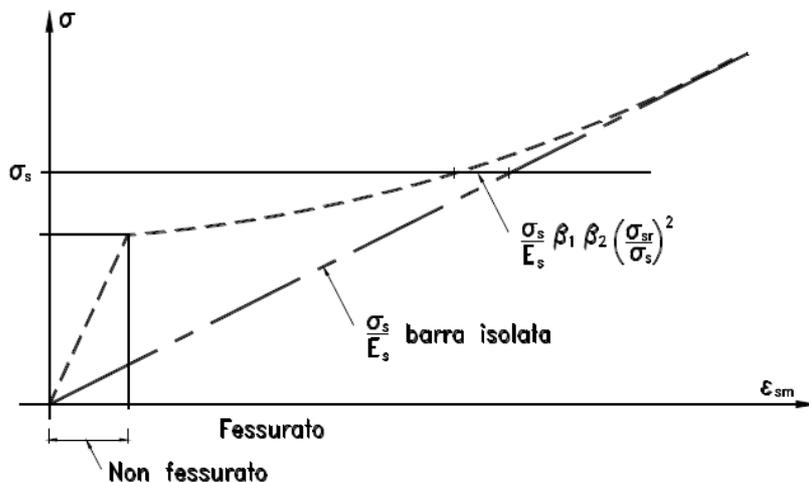
dove:

- 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 ξ_{sm} in funzione della tensione σ_s .



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

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	$\leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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:

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:

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

- 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

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):

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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.

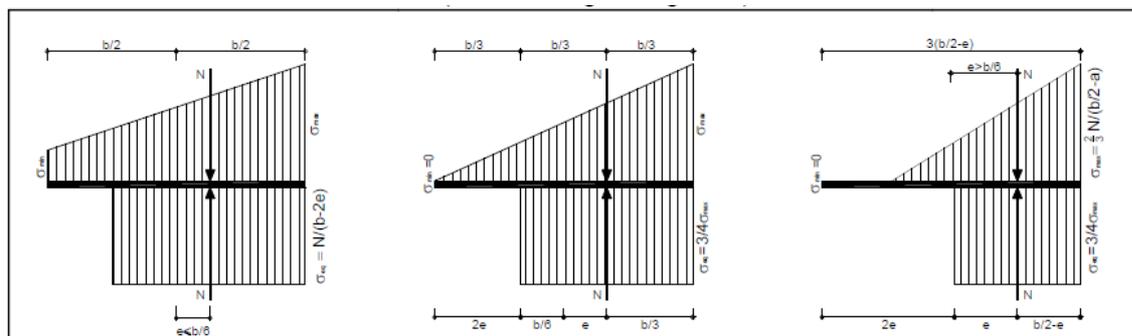
7.4.3 Verifiche di capacità portante della fondazione

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:

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

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. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	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·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. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	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. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

		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:

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

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

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

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

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

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

9. ANALISI DEI CARICHI

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. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<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.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

9.1 TM_AS_06 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 250x250 CM

MODELLO NUMERICO (PROSAP VER 20.7.0):

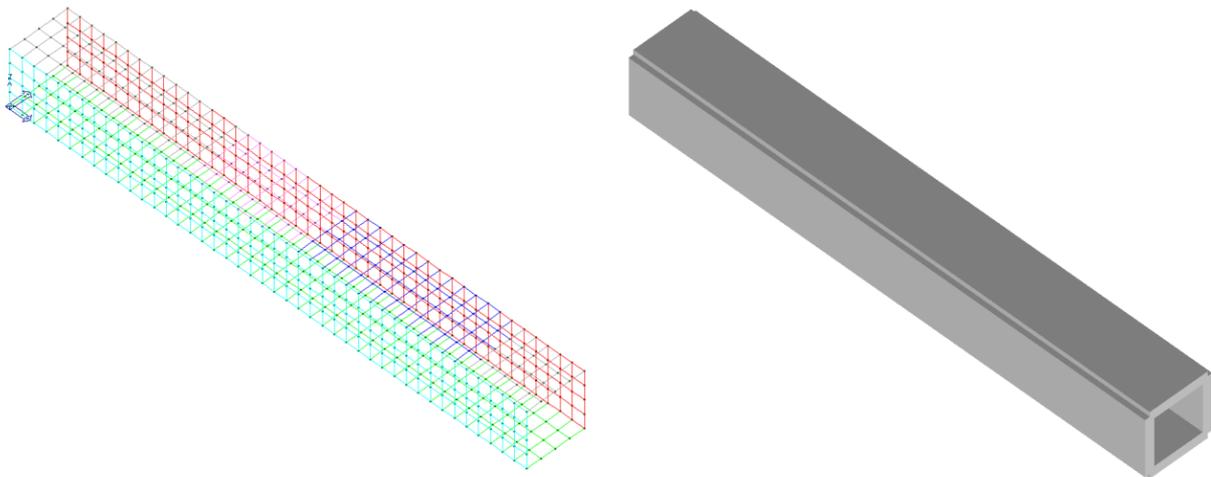


Immagine dal modello di calcolo

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	50 cm
DIREZIONE TRASVERSALE (DIR. PERPENDICOLARE AL TOMBINO)	70 cm
SPESSORE	40 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0,65
Carico terreno	1800	2
Sovraccarico soletta inferiore	1000	0,4

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

9.1.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	$0.65 \times 2200 = 1430$	KN/m ²
Peso Terreno	$2.00 \times 1800 = 3600$	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	$0.40 \times 1000 = 400$	KN/m ²

Piedritti

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
--------------	---------------------------	-------------------

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:

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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.

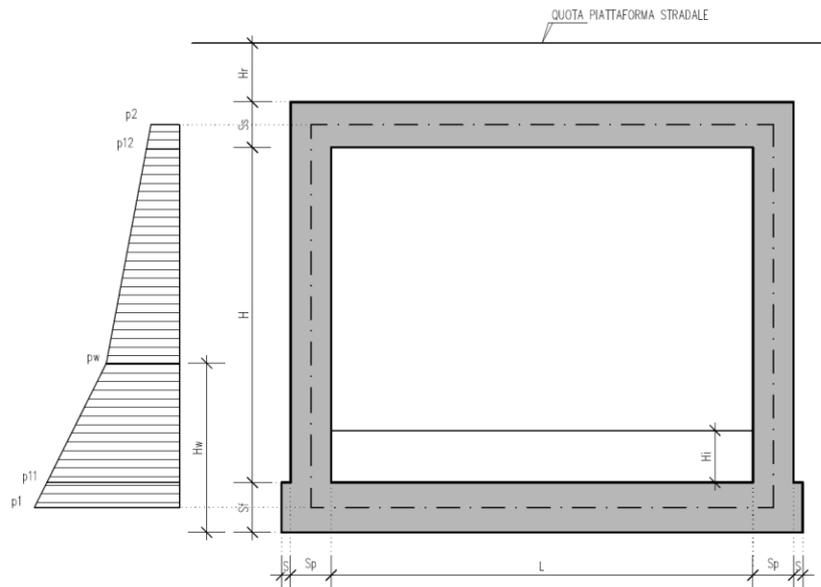
Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

9.1.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore

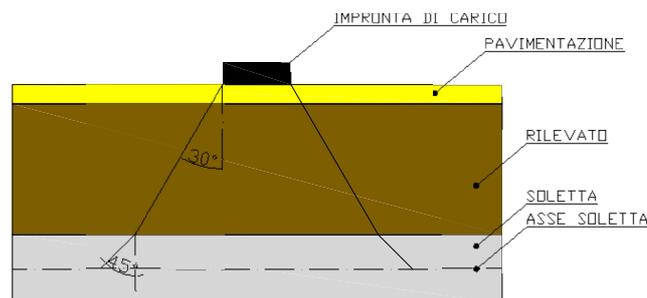
I casi di carico CDC7, e da CDC10 a CDC17 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

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 kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;
- Q2k = 200 kN ad asse (200 + 200 = 400 kN) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;
- Q3k = 100 kN ad asse (100 + 100 = 200 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.

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 qeq a cui si somma il carico uniforme $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

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:

$$Ldl = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times Hr + \tan 45^\circ \times Ss/2]$$

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

$$Ldl = 1.60 + 2 * (2.65 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 5.06 \text{ m}$$

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

In direzione trasversale alla strada detta Ldt 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:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (2.65 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 5.86 \text{ m}$$

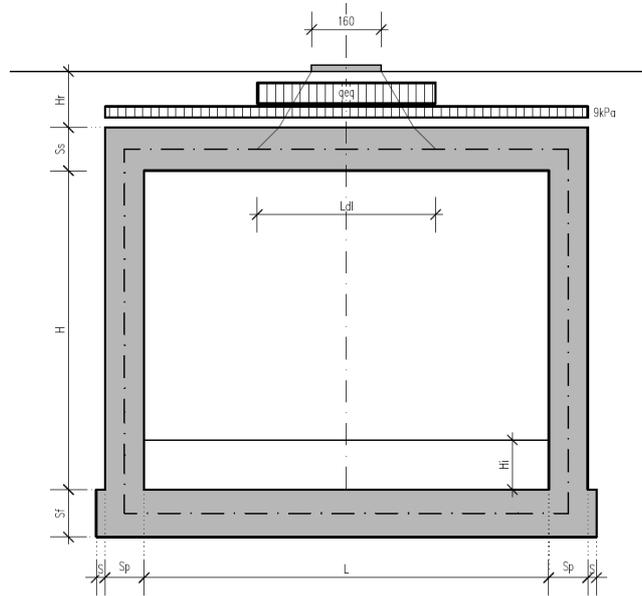
Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(6.84*7.64) = 47.77 \text{ kN/m}^2.$$

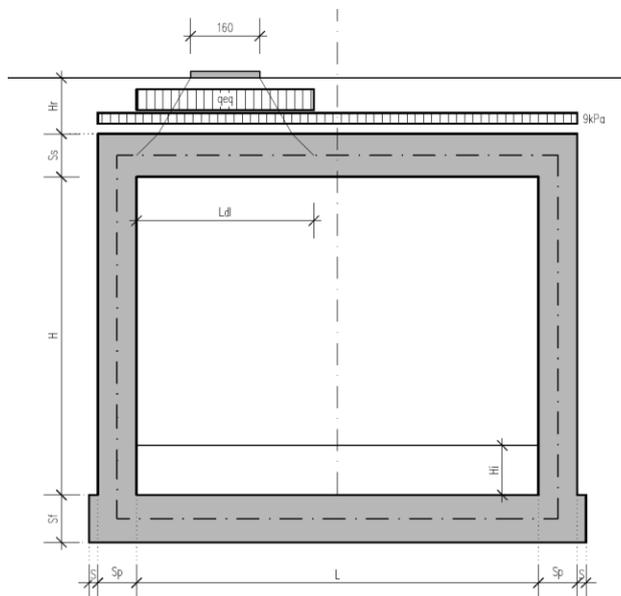
Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

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)

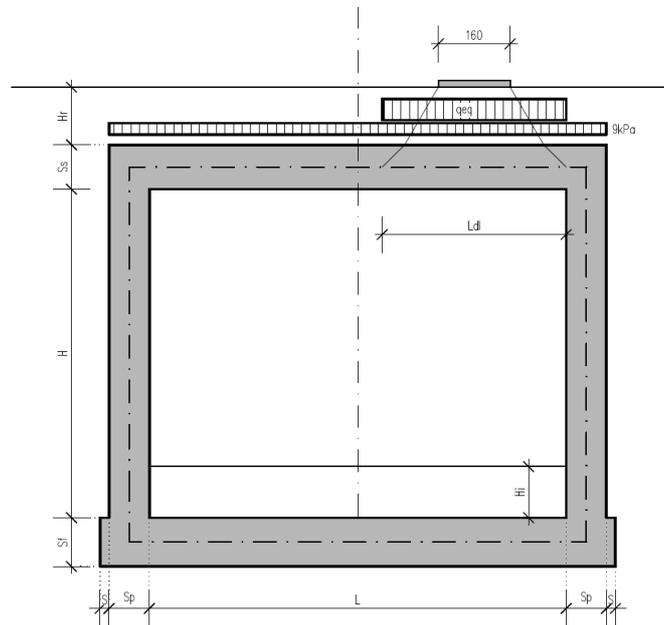
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem può essere variata sulla soletta come indicato dagli schemi seguenti per la massimizzazione delle diverse tipologie di sollecitazione:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM CENTRATO

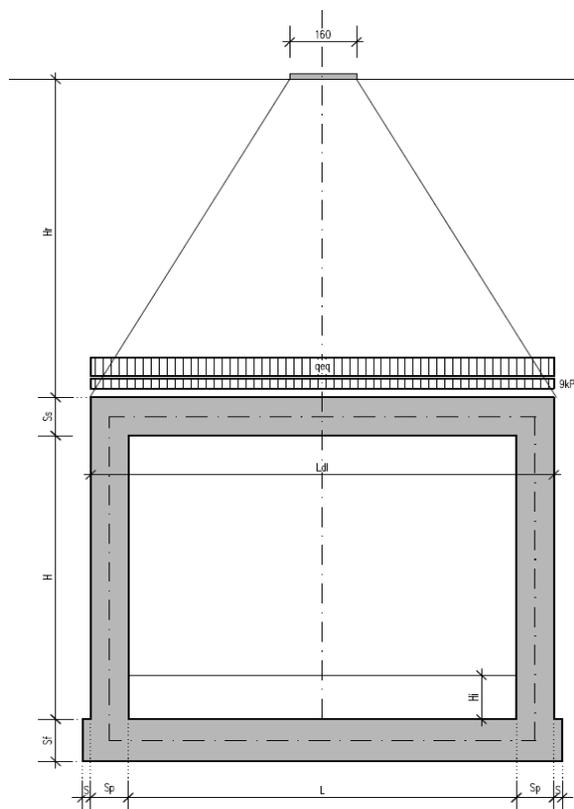


SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO



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)

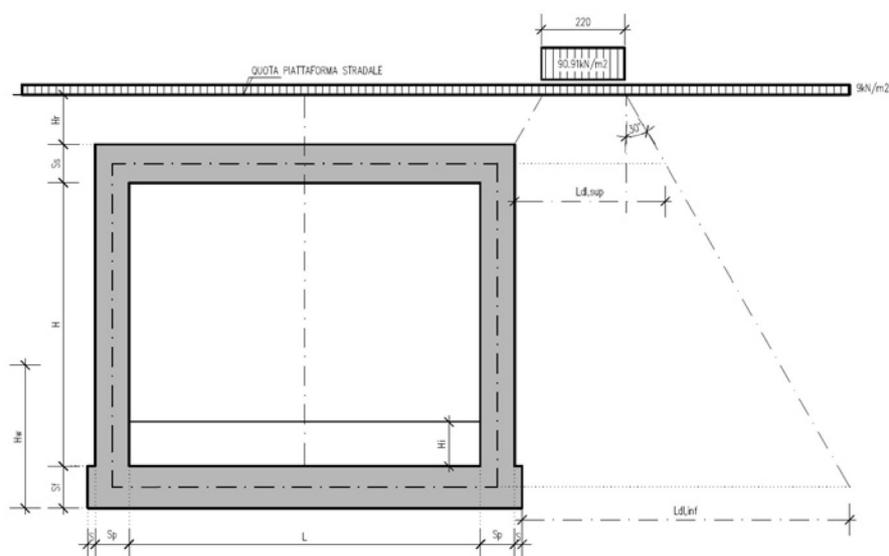
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

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

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

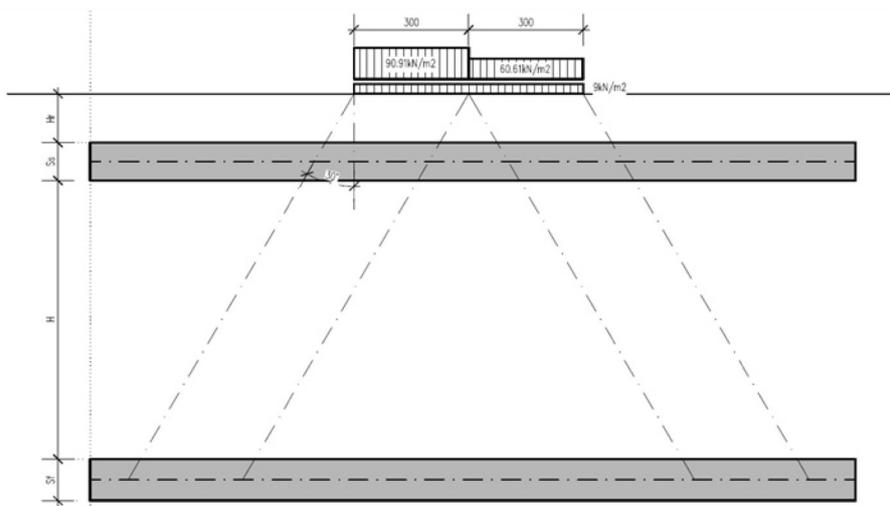
$$L_{dl, sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 3.93 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl, inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 5.31 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$

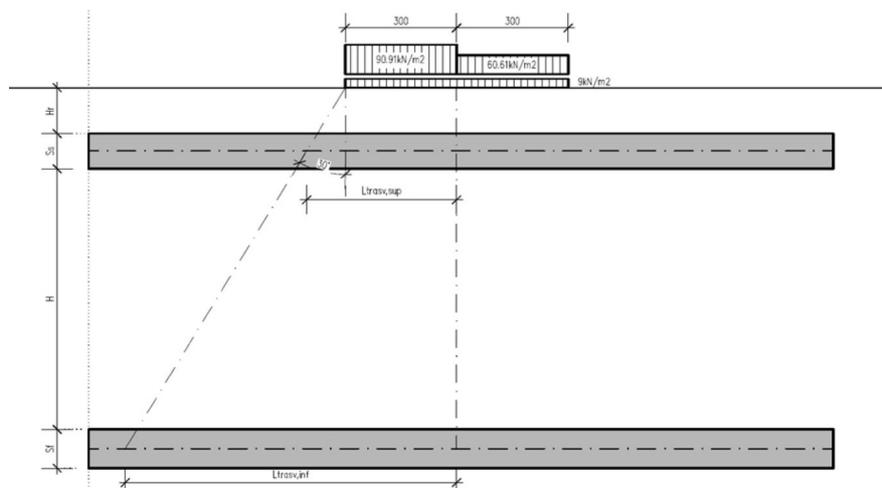


9.1.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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:

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = 4.73 \text{ m}$$

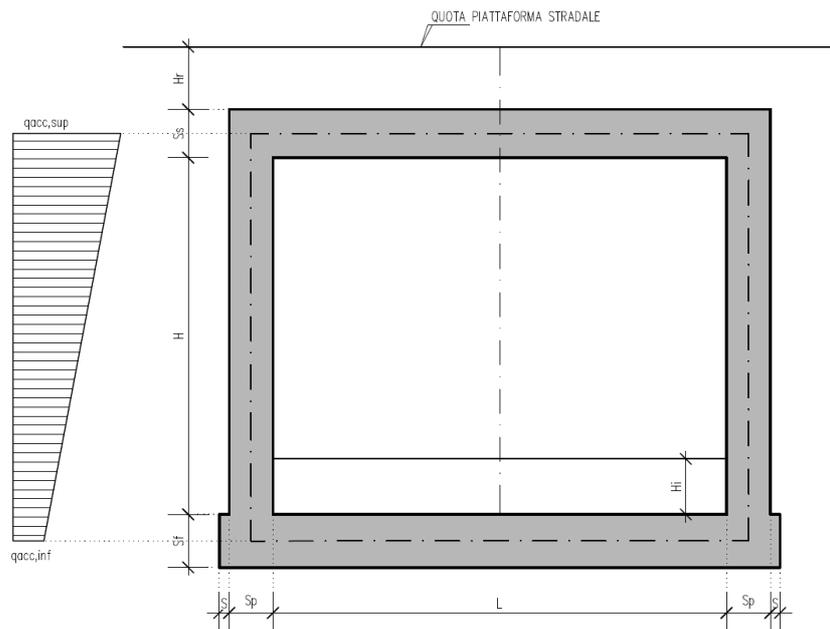
$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = 6.11 \text{ m}$$

\

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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):

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = 16.292 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = 9.318 \text{ kN/m}^2$$

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 sui piedritto dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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/m^2 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:

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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 (Ldt), con la seguente relazione:

$$q_f = 367.56 / 5.06 * 2.40 = 30.28 \text{ kN/mq.}$$

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:

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

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

e_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

e_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

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

$$\epsilon_{cd,\infty} = kh * \epsilon_{c0}$$

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 ϵ_{c0}

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 $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 * (fck - 10) * 10^{-6}$$

(con fck in N/mm²)

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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 TM_AS_04 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 150x250 CM

MODELLO NUMERICO (PROSAP VER 20.7.0):

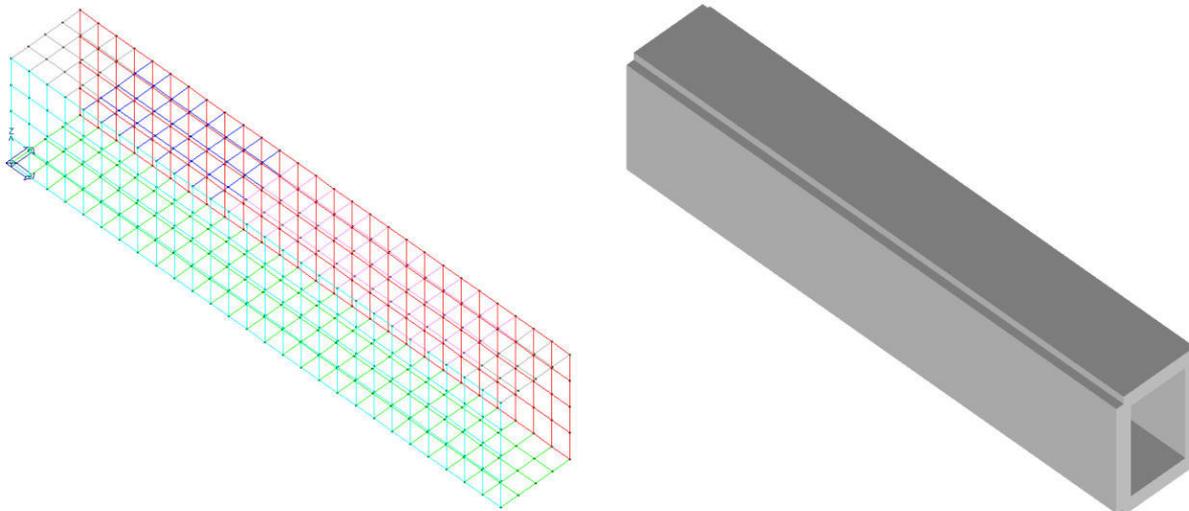


Immagine dal modello numerico

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	50 cm
DIREZIONE TRASVERSALE (DIR. PERPENDICOLARE AL TOMBINO)	82.5 cm
SPESSORE	40 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0,65
Carico terreno	1800	1,2
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1,68

9.2.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio

$$0.40 \times 2500 = 1000 \text{ KN/m}^2$$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

Peso terreno	1.20 x 1800 = 2160	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	0.65 x 2200 = 1430	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	0.40 x 2500 = 1000	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	1.68 x 1000 = 1680	KN/m ²

Piedritti

Peso proprio	0.40 x 2500 = 1000	KN/m ²
--------------	--------------------	-------------------

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.

9.2.2 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;

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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.

9.2.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore

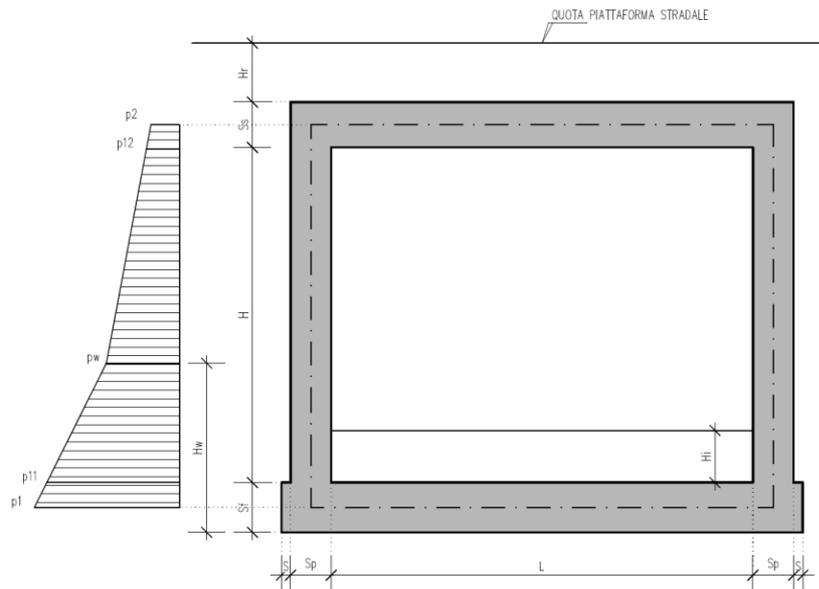
I casi di carico CDC7, e da CDC10 a CDC17 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

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 kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

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

Q3k = 100 kN ad asse (100 + 100 = 200 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.

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 qeq a cui si somma il carico uniforme $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$.

9.2.4 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:

$$Ldl = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times Hr + \tan 45^\circ \times Ss/2]$$

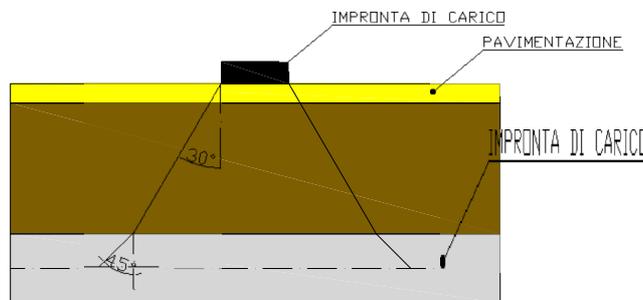
S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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

$$Ldl = 1.60 + 2 * (1.85 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 4.13 \text{ m}$$

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

In direzione trasversale alla strada detta Ldt 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:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (1.85 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 4.93 \text{ m}$$

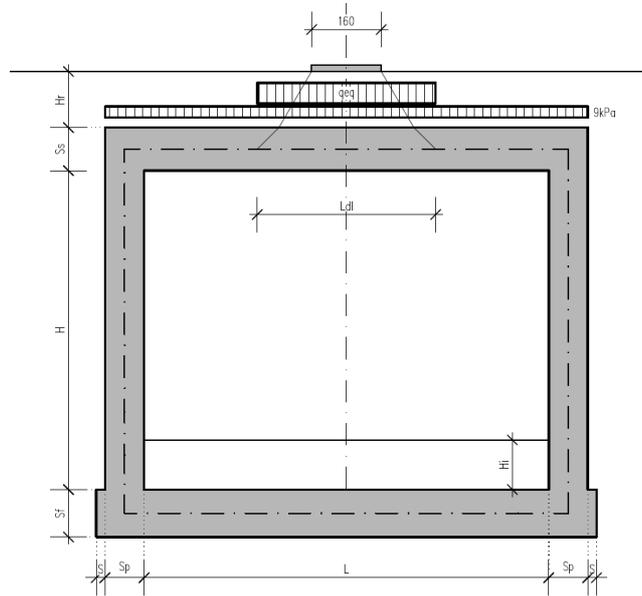
Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(4.13*4.93) = 49.01 \text{ kN/m}^2$$

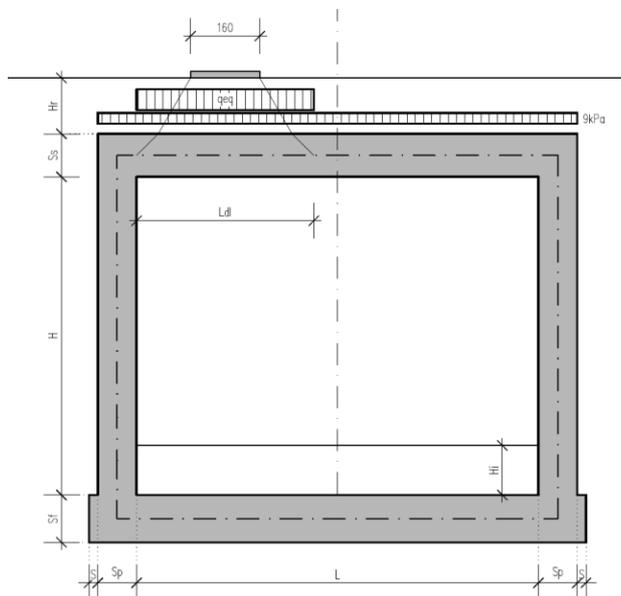
Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

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).

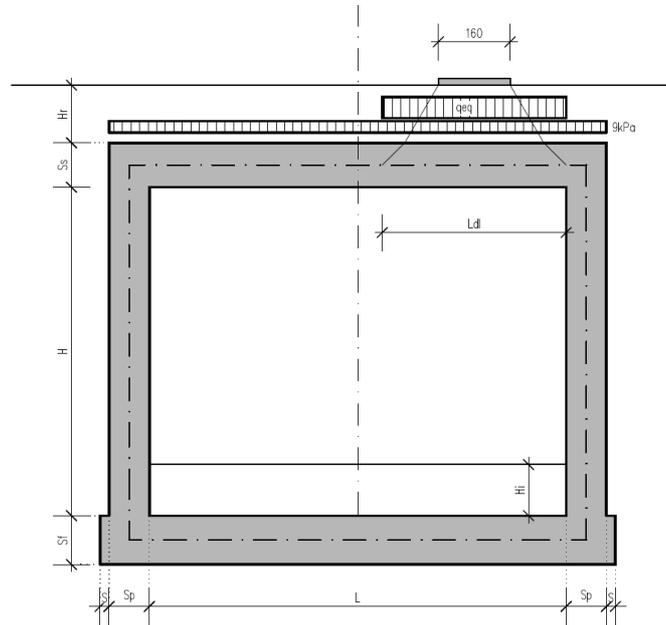
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem può essere variata sulla soletta come indicato dagli schemi seguenti per la massimizzazione delle diverse tipologie di sollecitazione:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM CENTRATO

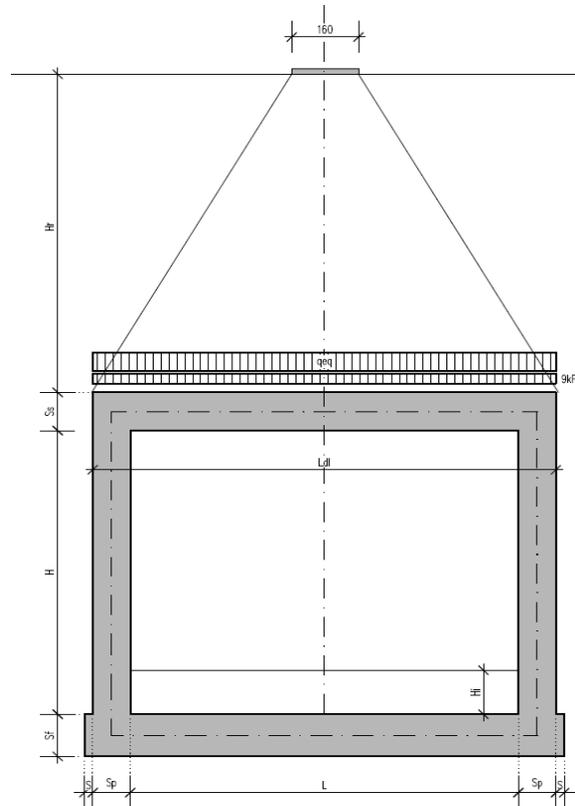


SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO



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

Si noti che se $Ldl > L + 2 \times Sp$ (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.

9.2.6 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.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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

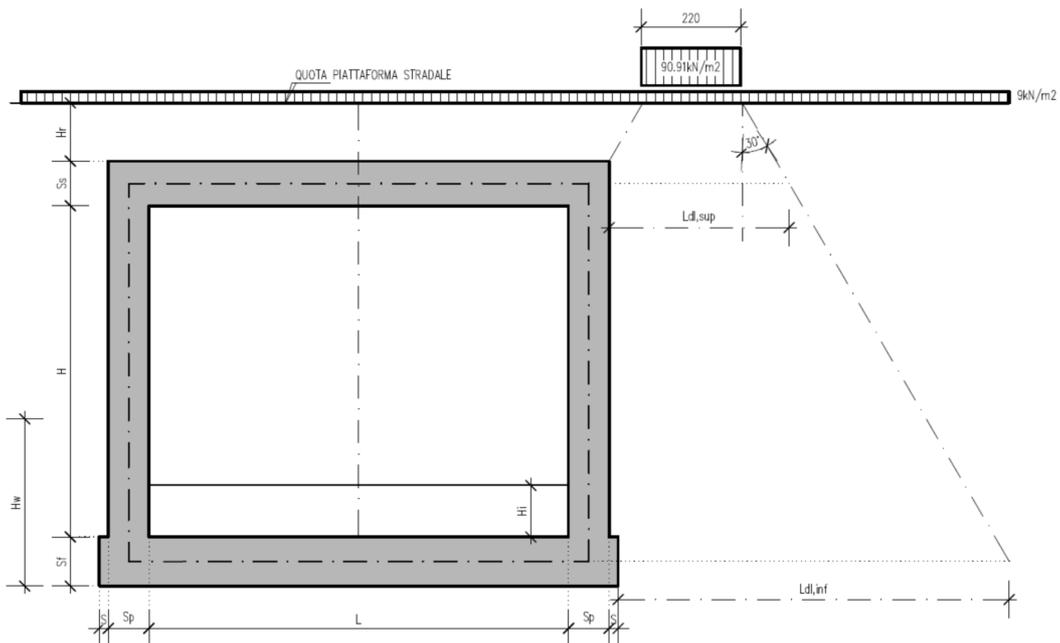
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

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

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

$$L_{dl, sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 3.47 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

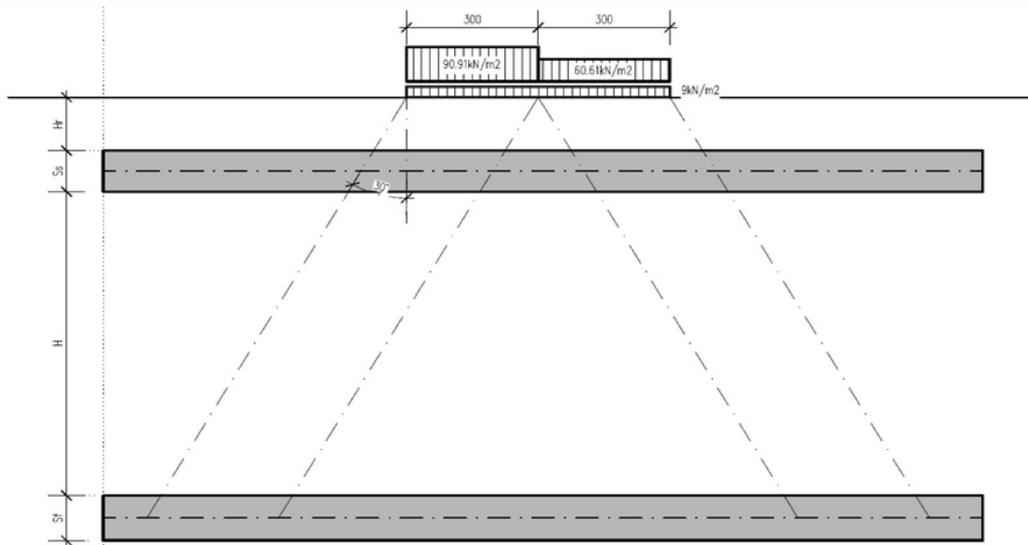
$$L_{dl, inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 5.14 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

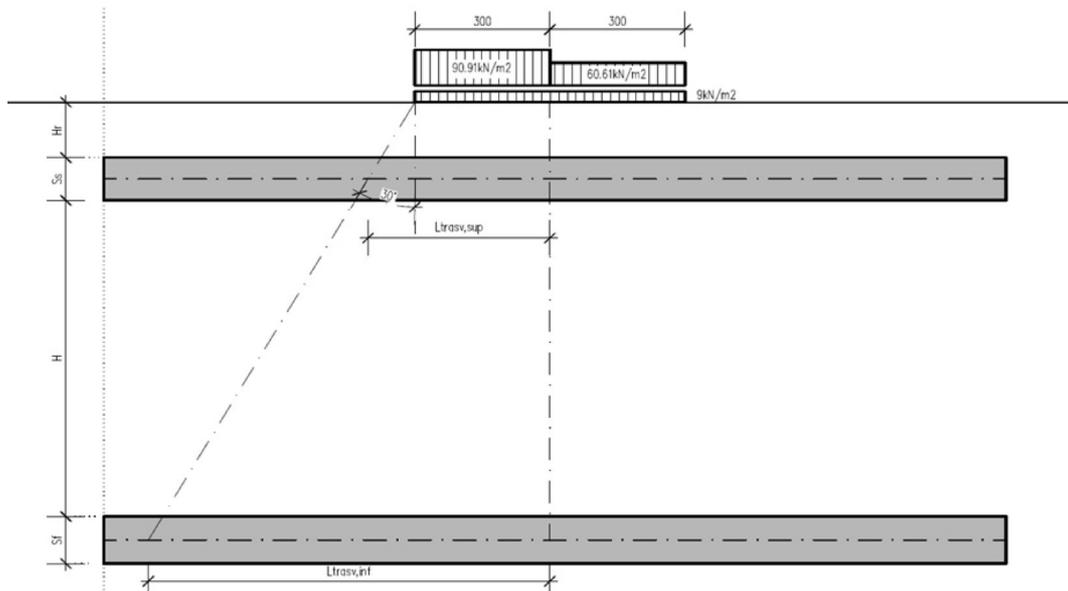
9.2.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

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



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE

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:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

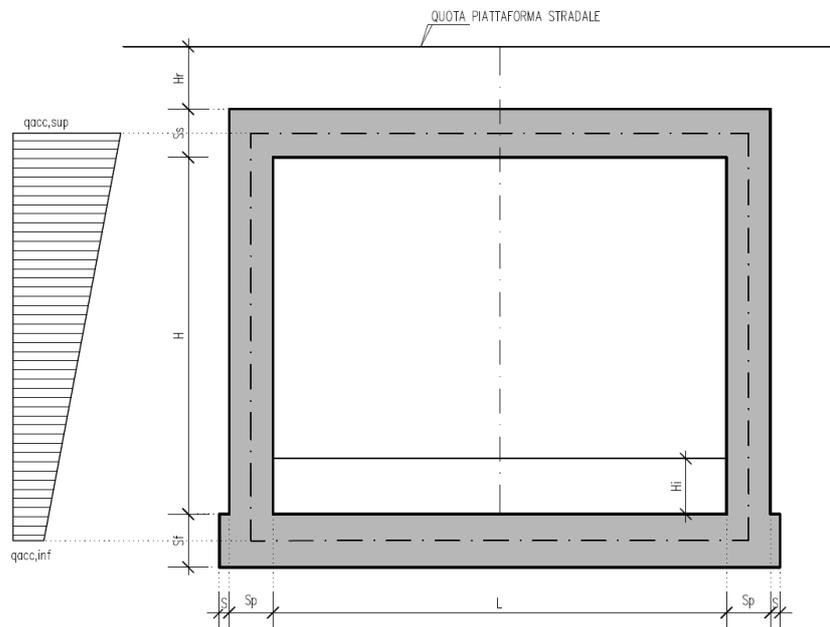
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = 4.27 \text{ m}$$

$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = 5.94 \text{ m}$$

9.2.9 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):

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = 4.54 \text{ kN/mq}$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = 3.04 \text{ kN/mq}$$

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 sui piedritto dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

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.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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

$$p = k_0 \times q_{1k} = 0.505 \times 9 = 4.54 \text{ kN/m} \text{ (spinta a riposo, piedritto sinistro/destro)}$$

9.2.10 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.

9.2.11 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:

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

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:

$$q_f = 367.56 / 5.14 \times 5.94 = 9.91 \text{ kN/mq}$$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

9.2.12 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:

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

9.2.13 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

e_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

e_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

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

$$e_{cd,\infty} = kh \cdot e_{c0}$$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

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 ϵ_{c0}

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 $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$$U_r = 70\%$$

Si hanno i seguenti risultati:

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

coefficiente	$kh = 0.70$
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	$\Delta T_{eq} = -11.4 \text{ °C}$
--------------------------------	------------------------------------

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

9.3 TM_AP_03 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 150x150 CM

MODELLO NUMERICO (PROSAP VER 20.7.0):

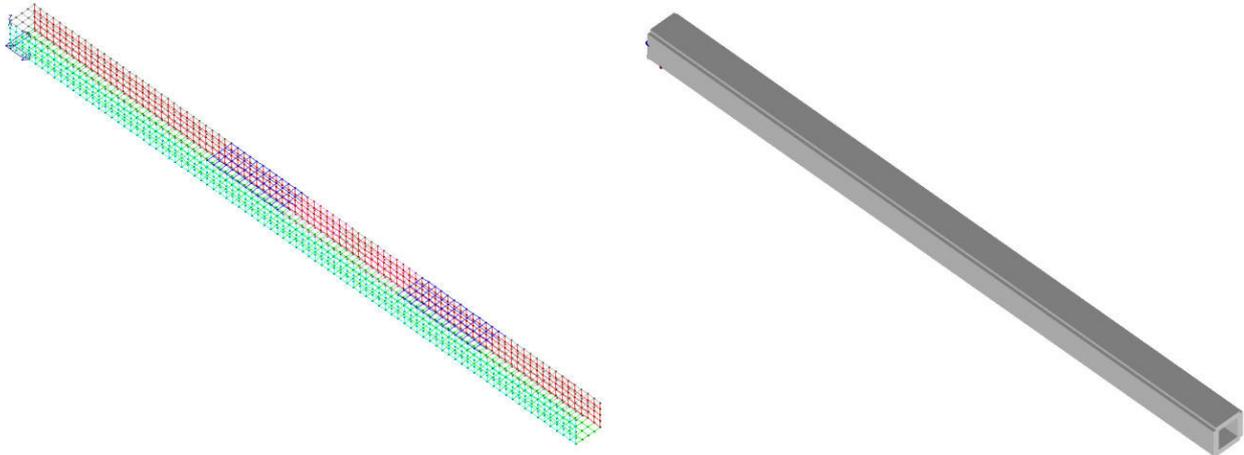


Immagine dal modello numerico

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	50 cm
DIREZIONE TRASVERSALE (DIR. PERPENDICOLARE AL TOMBINO)	57.5 cm
SPESSORE (PIEDRITTI E SOLETTA SUPERIORE)	40 cm
SPESSORE (SOLETTA DI BASE)	50 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0,65
Carico terreno	1800	1
Sovraccarico soletta inferiore	1000	0.4

9.3.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio

$$0.40 \times 2500 = 1000 \text{ KN/m}^2$$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

Peso terreno	1.00 x 1800 = 1800	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	0.65 x 2200 = 1430	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	0.50 x 2500 = 1250	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	0.40 x 1000 = 400	KN/m ²

Piedritti

Peso proprio	0.40 x 2500 = 1000	KN/m ²
--------------	--------------------	-------------------

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.

9.3.2 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;

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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.

9.3.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore

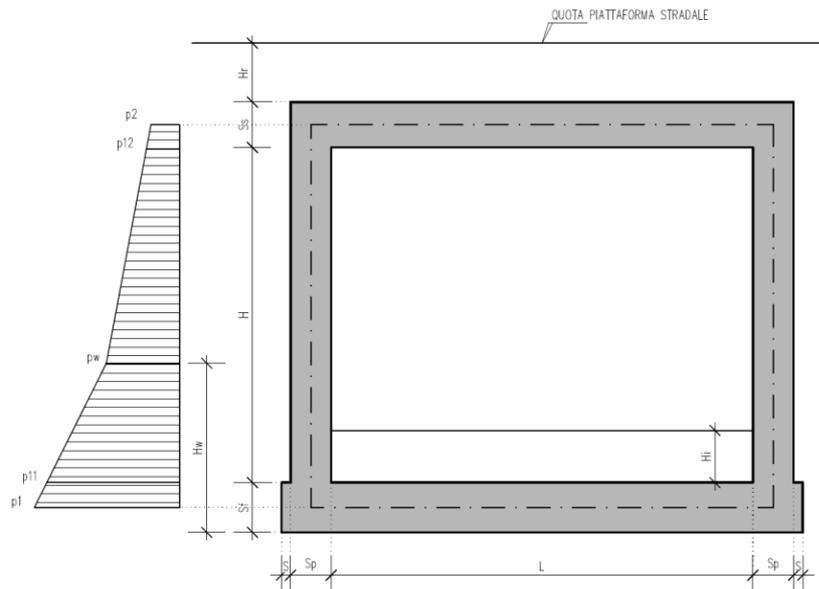
I casi di carico CDC7, e da CDC10 a CDC17 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

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 kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

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

Q3k = 100 kN ad asse (100 + 100 = 200 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.

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 $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$.

9.3.4 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:

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

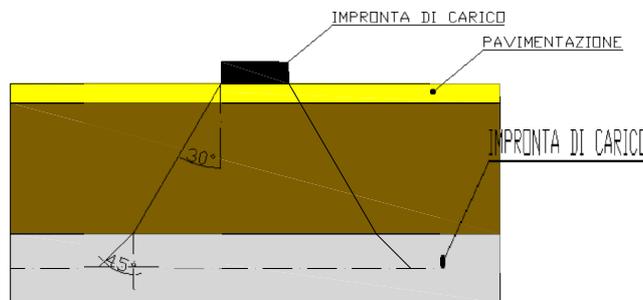
S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

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

$$Ldl = 1.60 + 2 * (1.65 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 3.90 \text{ m}$$

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

In direzione trasversale alla strada detta Ldt 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:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (1.65 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 4.70 \text{ m}$$

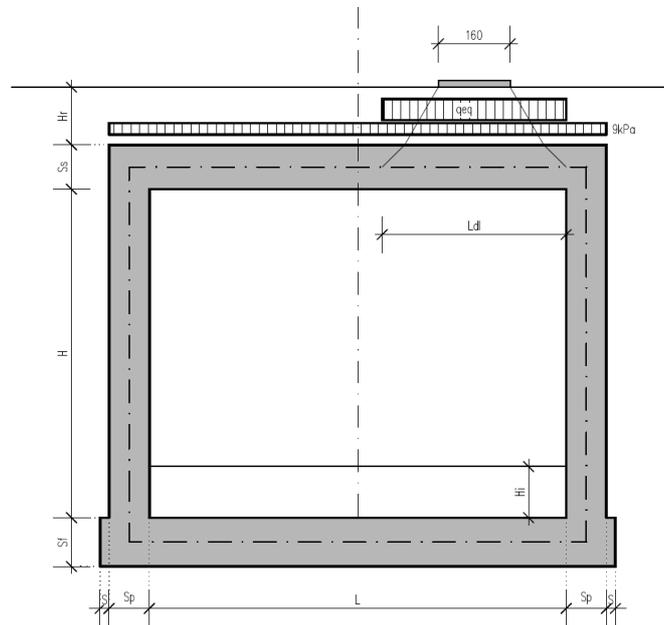
Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(3.90*4.70) = 54.45 \text{ kN/m}^2$$

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

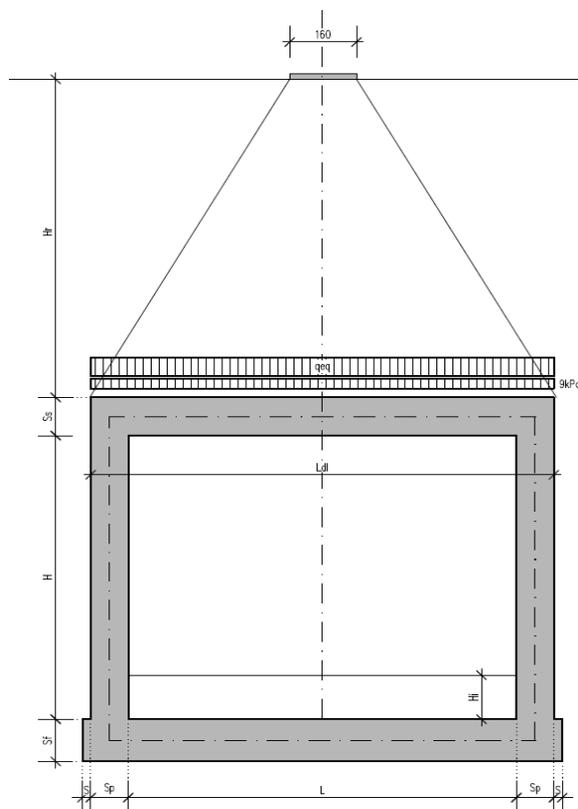
A questa condizione si sovrappone, nelle aree proiettate sulla soletta superiore, i carichi $q = 9 \text{ kN/m}^2$ (area della corsia 1), e 2.5 kN/m^2 (aree delle altre corsie).

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 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.

9.3.6 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.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

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

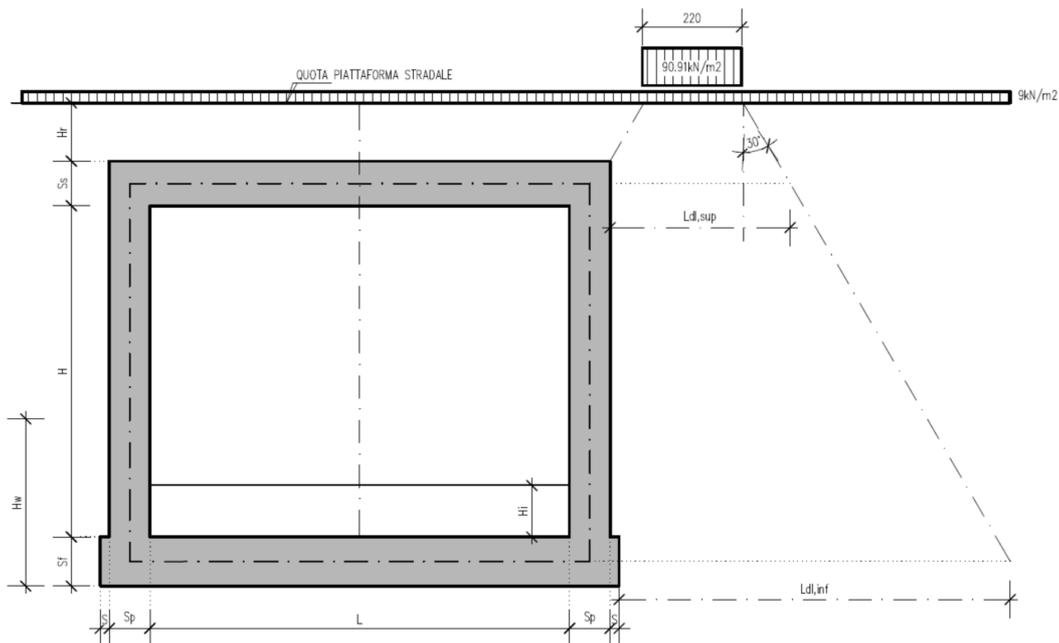
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

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

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

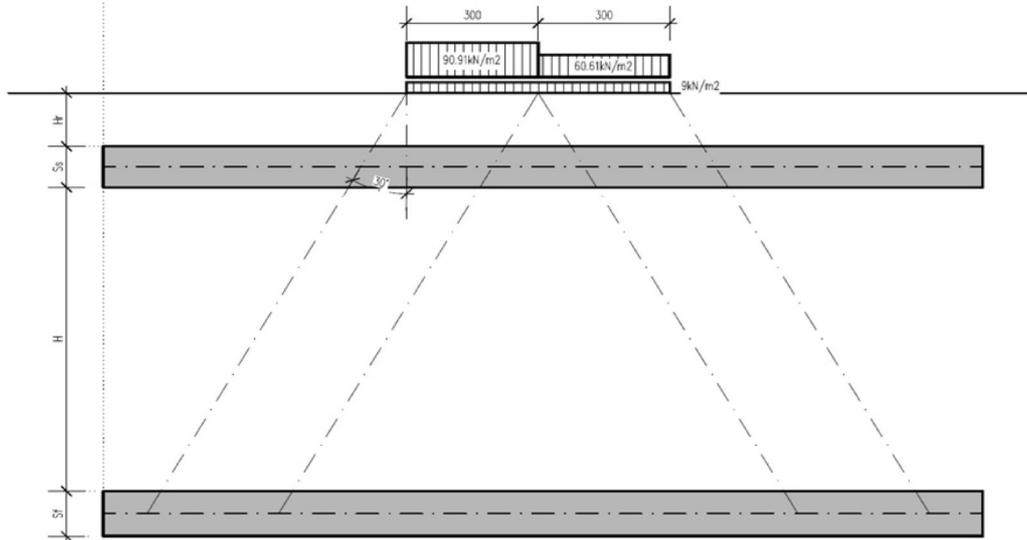
$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 3.35 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 4.45 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



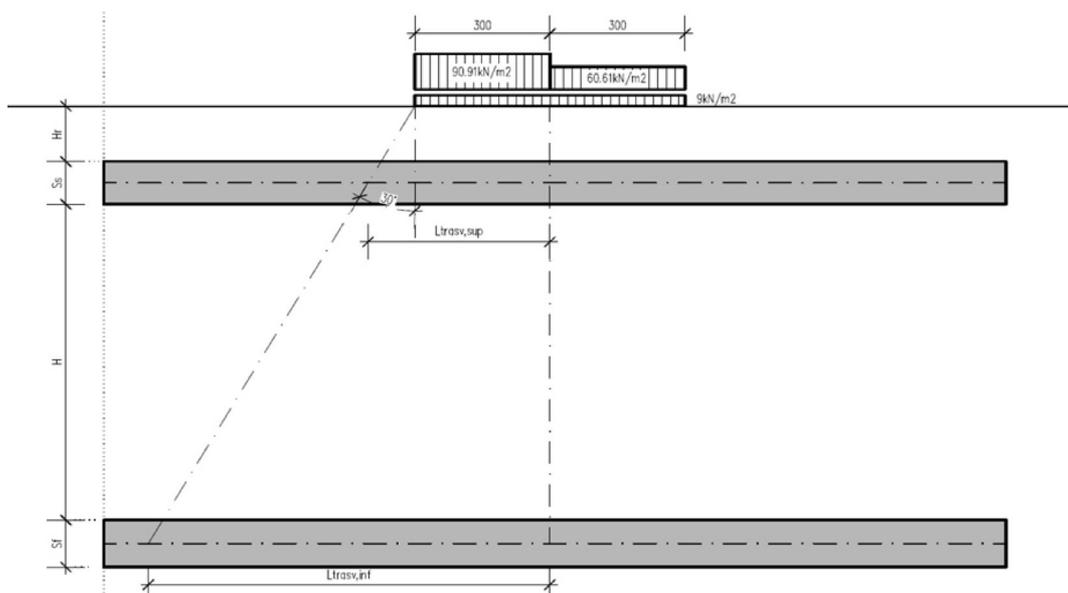
9.3.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

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



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE

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:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

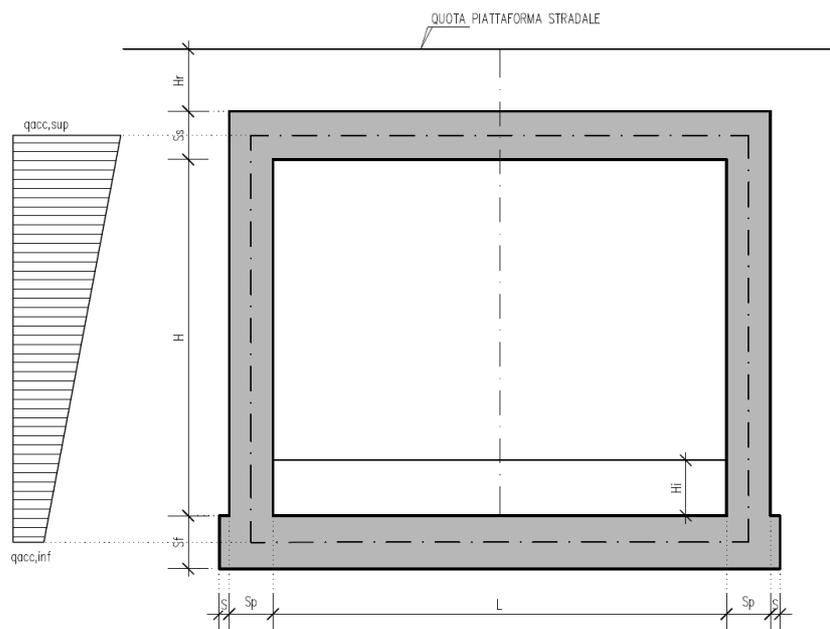
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = 4.15 \text{ m}$$

$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = 5.25 \text{ m}$$

9.3.9 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):

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = 21.75 \text{ kN/mq}$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = 12.97 \text{ kN/mq}$$

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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

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 $q_{1k} = 9$ kN/m² 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:

$$p = k_0 \times q_{1k} = 0.505 \times 9 = 4.54 \text{ kN/m} \quad (\text{spinta a riposo, piedritto sinistro/destro})$$

9.3.10 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.

9.3.11 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:

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

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

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

$L = 2 \times Sp + Bi$ (larghezza della soletta compresi i piedritti)

Nel caso in esame risulta:

$Fr = 367.56 \text{ kN}$

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 (Ldt), con la seguente relazione:

$qf = 367.56 / (1.90 \times 3.90) = 45.55 \text{ kN/mq}$

9.3.12 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:

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

9.3.13 Ritiro

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

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$ecs = ecd + eca$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

dove:

ecs è la deformazione totale per ritiro

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.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\varepsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

9.4 TM_AS_03 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 250x250 CM

MODELLO NUMERICO (PROSAP VER 20.7.0):

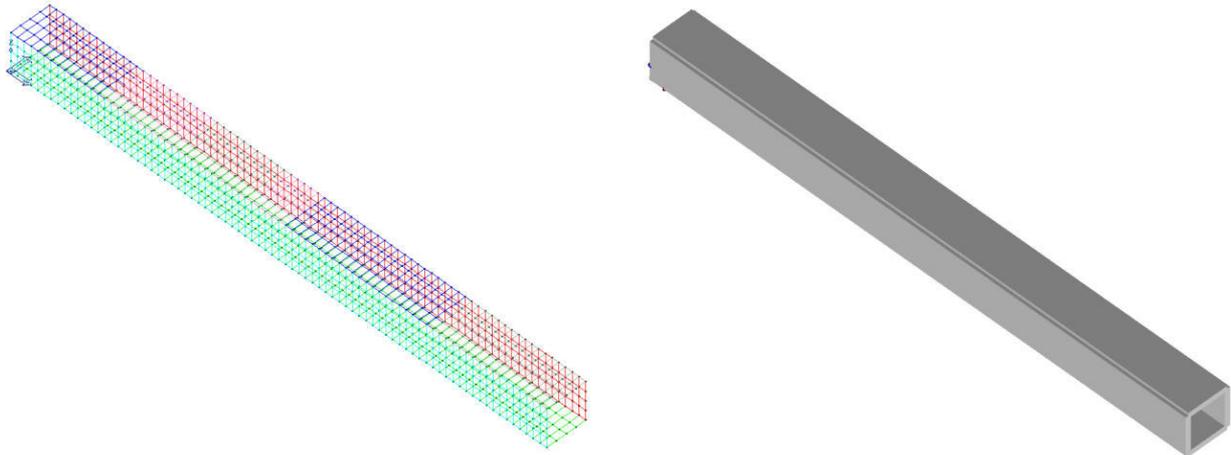


Immagine dal modello numerico

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	50 cm
DIREZIONE TRASVERSALE (DIR. PERPENDICOLARE AL TOMBINO)	82.5 cm
SPESSORE	40 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0,65
Carico terreno	1800	4.00
Sovraccarico soletta inferiore	1000	0.55

9.4.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Peso terreno	$4.00 \times 1800 = 7200$	KN/m ²

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

Peso sovrastruttura stradale $0.65 \times 2200 = 1430 \text{ KN/m}^2$

Soletta inferiore

Peso proprio $0.40 \times 2500 = 1000 \text{ KN/m}^2$

Sovraccarico dovuto alla falda interna $0.55 \times 1000 = 550 \text{ KN/m}^2$

Piedritti

Peso proprio $0.40 \times 2500 = 1000 \text{ KN/m}^2$

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.

9.4.2 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 involuppo 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;

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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.

9.4.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore

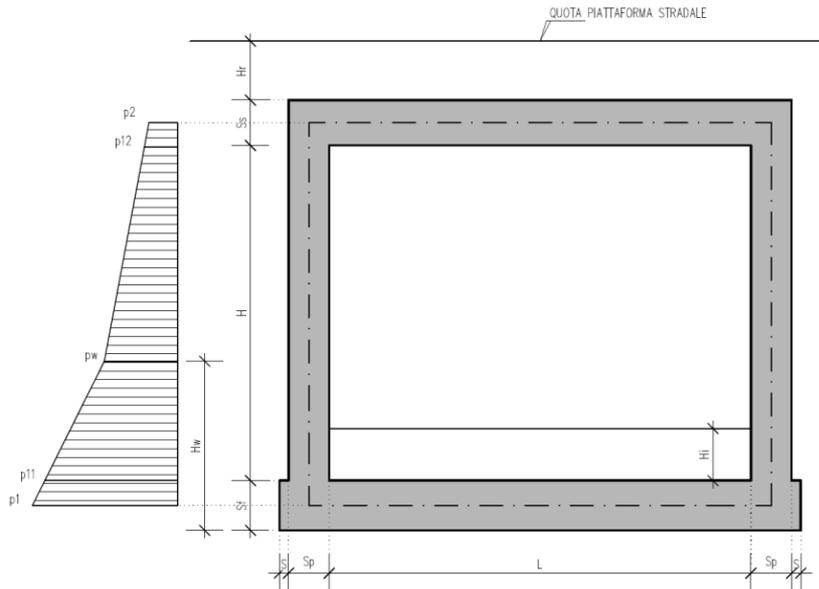
I casi di carico CDC7, e da CDC10 a CDC17 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

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 kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

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

Q3k = 100 kN ad asse (100 + 100 = 200 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.

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 $q1k = 9 \text{ kN/m}^2$.

9.4.4 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:

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

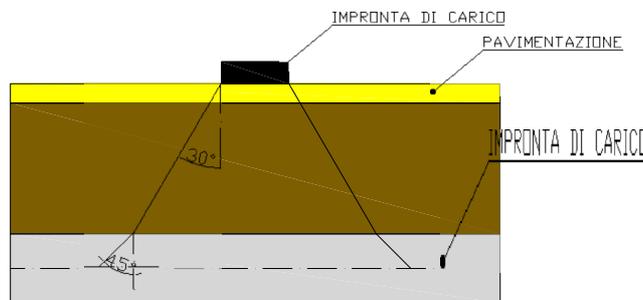
S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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

$$Ldl = 1.60 + 2 * (4.65 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 7.37 \text{ m}$$

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

In direzione trasversale alla strada detta Ldt 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:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (4.65 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 8.17 \text{ m}$$

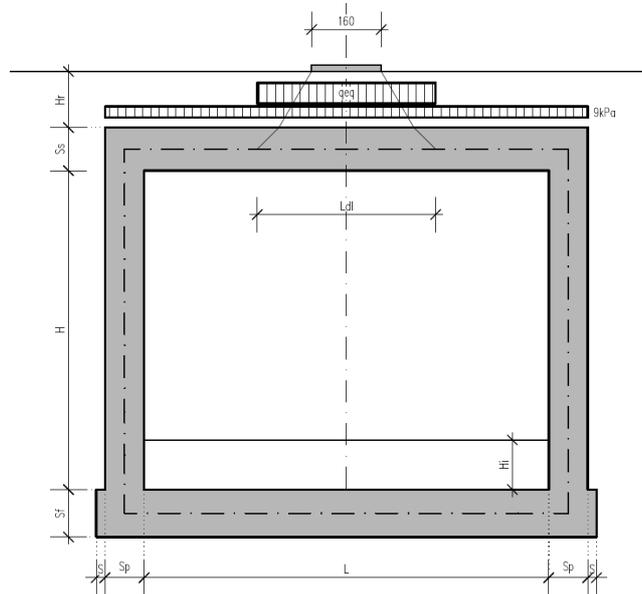
Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(8.17*7.37) = 16.62 \text{ kN/m}^2$$

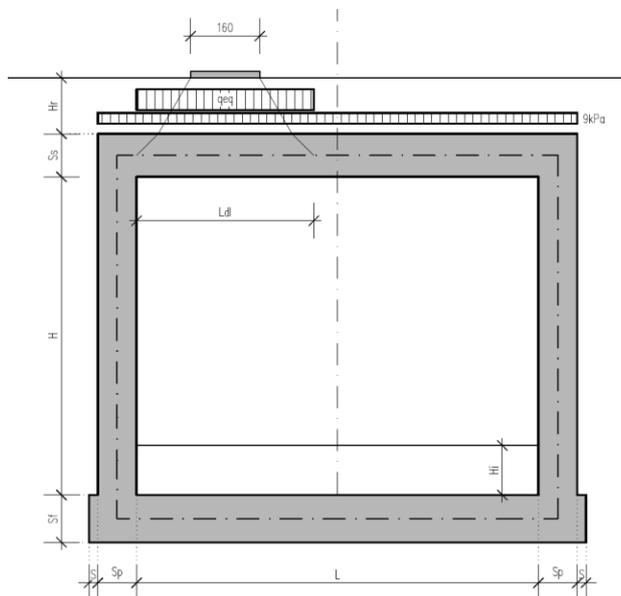
Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

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).

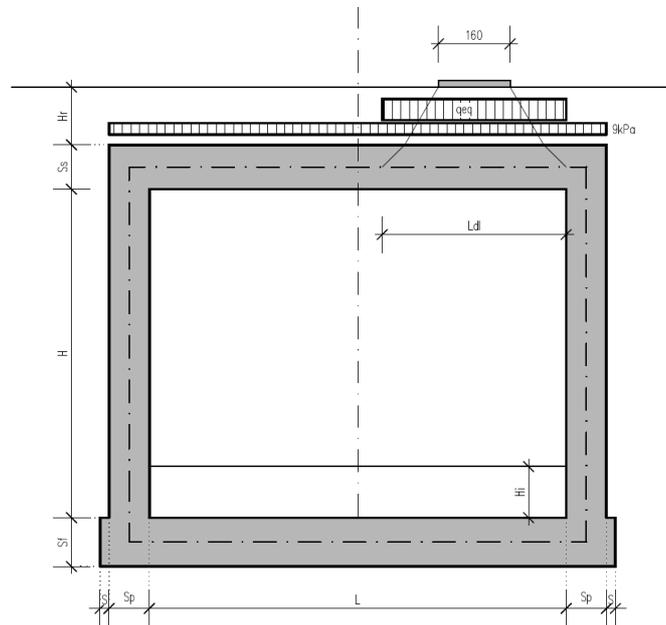
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem può essere variata sulla soletta come indicato dagli schemi seguenti per la massimizzazione delle diverse tipologie di sollecitazione:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM CENTRATO

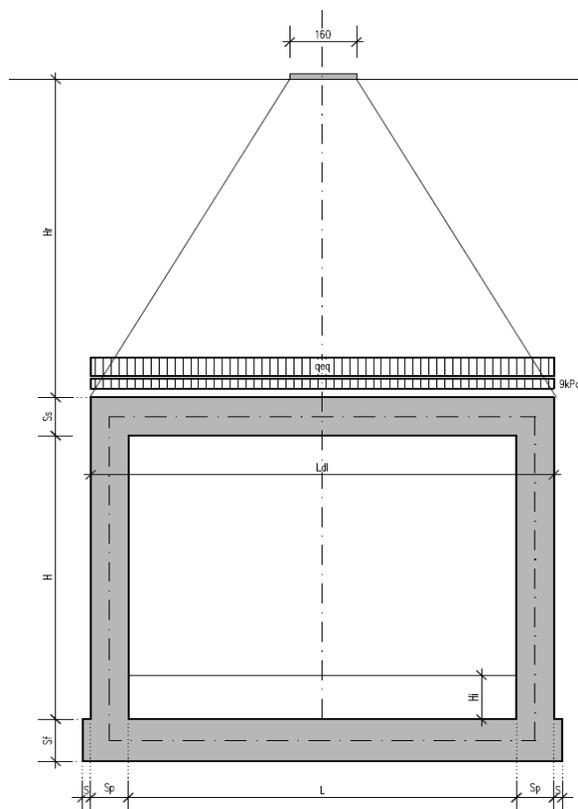


SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO



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

Si noti che se $Ldl > L + 2 \times Sp$ (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.

9.4.6 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.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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

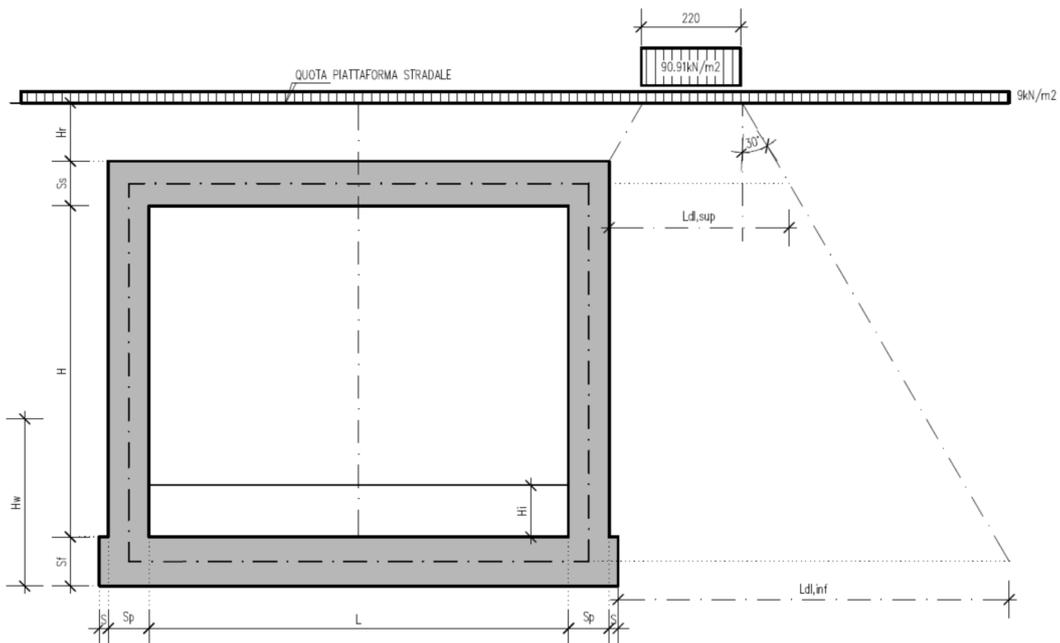
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

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

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

$$L_{dl, sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 5.08 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

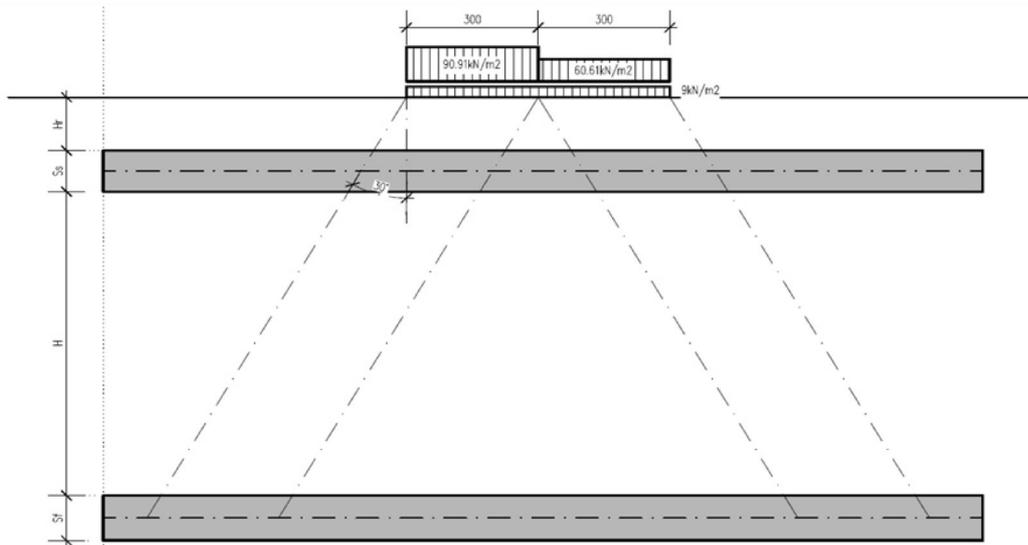
$$L_{dl, inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 6.76 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA357	Relazione di calcolo	

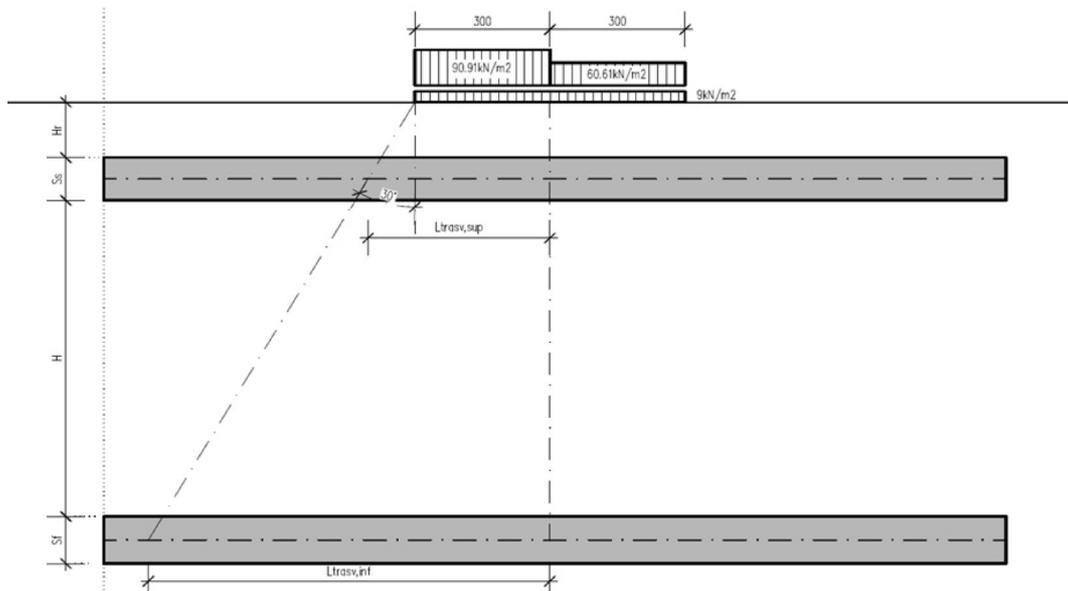
9.4.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

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



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE

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:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

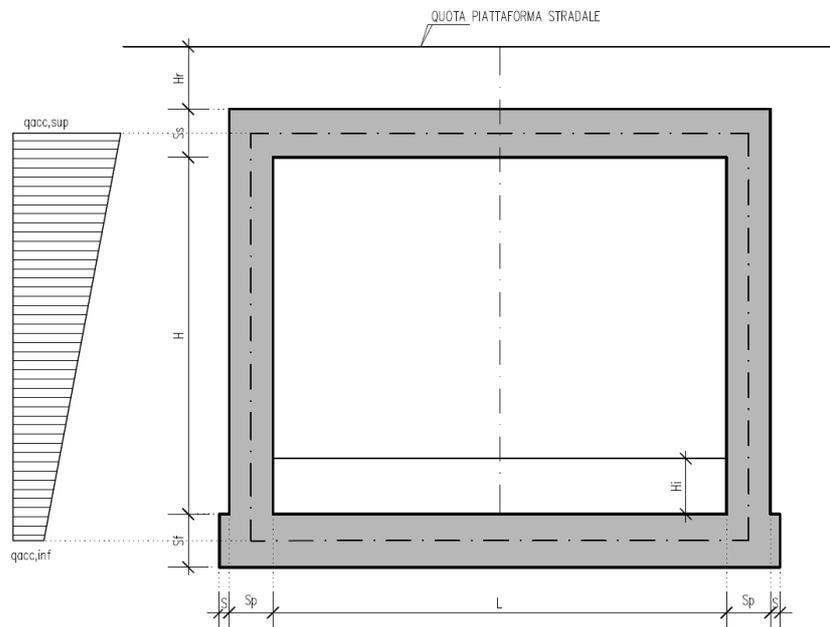
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = 5.88 \text{ m}$$

$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = 7.56 \text{ m}$$

9.4.9 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):

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = 10.12 \text{ kN/mq}$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = 5.93 \text{ kN/mq}$$

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 sui piedritto dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

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.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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

$$p = k_0 \times q_{1k} = 0.505 \times 9 = 4.54 \text{ kN/m} \quad (\text{spinta a riposo, piedritto sinistro/destro})$$

9.4.10 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.

9.4.11 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:

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

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

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

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

Nel caso in esame risulta:

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

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:

$$q_f = 367.56 / (2.90 \times 7.37) = 17.21 \text{ kN/mq}$$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

9.4.12 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:

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

9.4.13 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

e_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

e_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

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

$$e_{cd,\infty} = kh \cdot e_{c0}$$

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 h_0 :

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 ϵ_{c0}

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 $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$U_r = 70\%$

Si hanno i seguenti risultati:

coefficiente

$$k_h = 0.70$$

deformazione effettiva

$$\epsilon_{c0} = -0.357 \text{ ‰}$$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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 $\Delta T_{eq} = -11.4 \text{ °C}$

9.5 TM_AP_01 – SEZIONE SCATOLARE (INTERNA) 250x250 CM

MODELLO NUMERICO (PROSAP VER 20.7.0):

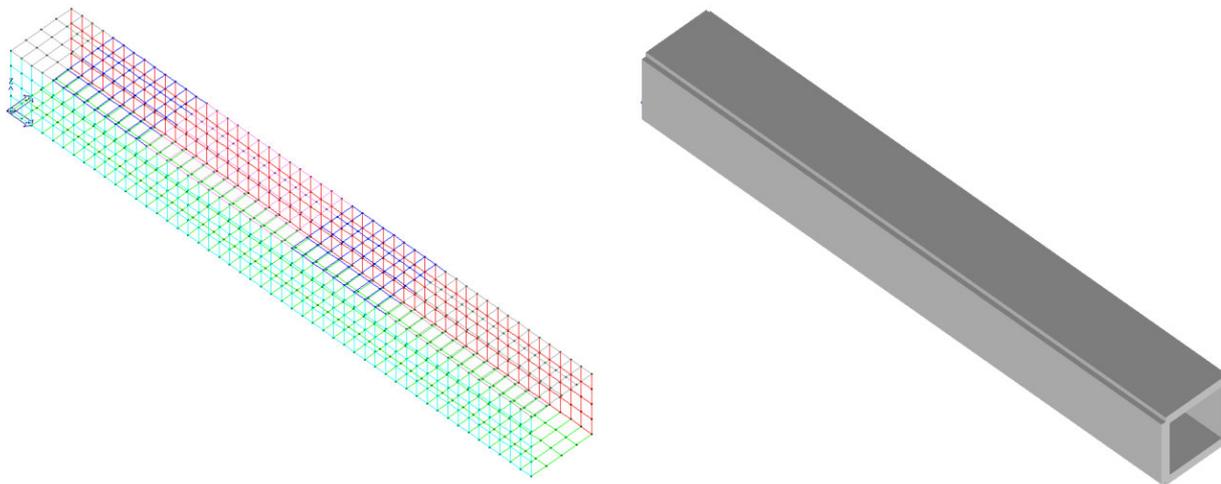


Immagine dal modello numerico

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	50 cm
DIREZIONE TRASVERSALE (DIR. PERPENDICOLARE AL TOMBINO)	82.5 cm
SPESSORE	40 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0,65
Carico terreno	1800	2.60
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1.41

9.5.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Peso terreno	$2.60 \times 1800 = 4680$	KN/m ²

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

Peso sovrastruttura stradale $0.65 \times 2200 = 1430 \text{ KN/m}^2$

Soletta inferiore

Peso proprio $0.40 \times 2500 = 1000 \text{ KN/m}^2$

Sovraccarico dovuto alla falda interna $1.41 \times 1000 = 1410 \text{ KN/m}^2$

Piedritti

Peso proprio $0.40 \times 2500 = 1000 \text{ KN/m}^2$

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.

9.5.2 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 involuppo 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;

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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.

9.5.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore

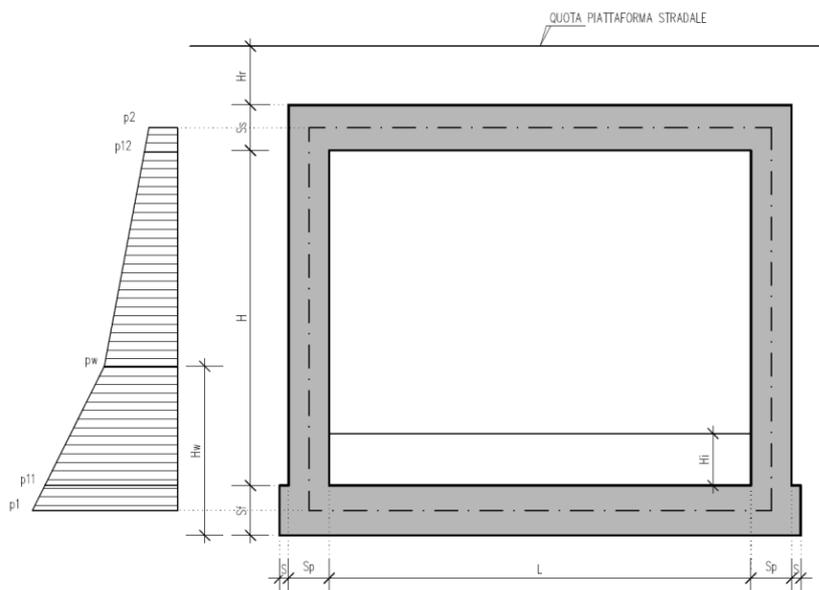
I casi di carico CDC7, e da CDC10 a CDC17 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

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 kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

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

Q3k = 100 kN ad asse (100 + 100 = 200 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 $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ 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.

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

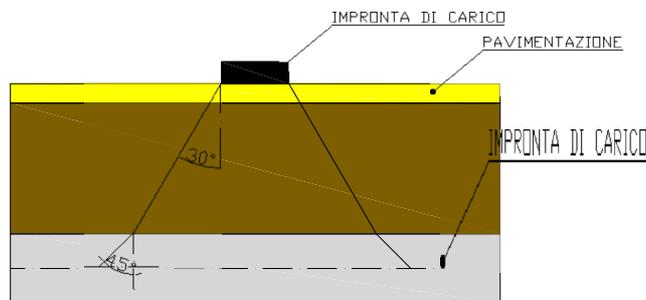
9.5.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

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

$$Ldl = 1.6 \text{ m} + 2x [\tan 30^\circ \times Hr + \tan 45^\circ \times Ss/2]$$

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

$$Ldl = 1.60 + 2 * (3.25 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 5.75 \text{ m}$$



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

In direzione trasversale alla strada detta Ldt 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:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (3.25 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 6.55 \text{ m}$$

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

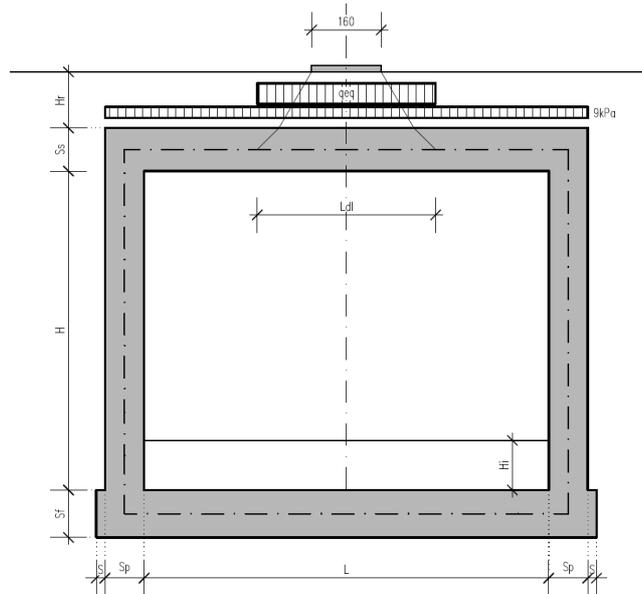
$$Q = (600+400)/(5.75*6.55) = 26.55 \text{ kN/m}^2$$

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

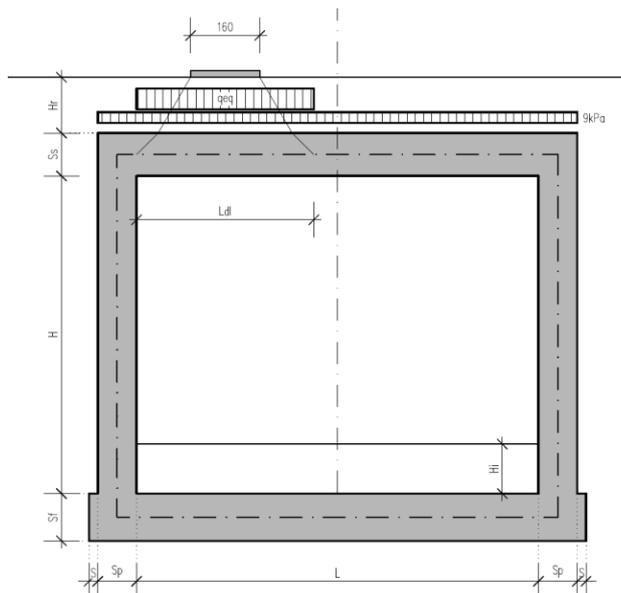
S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA357	Relazione di calcolo	

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).

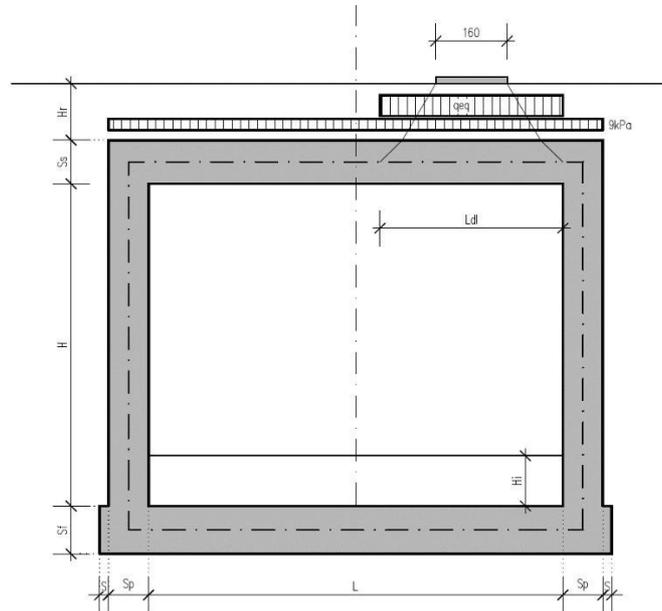
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem può essere variata sulla soletta come indicato dagli schemi seguenti per la massimizzazione delle diverse tipologie di sollecitazione:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM CENTRATO

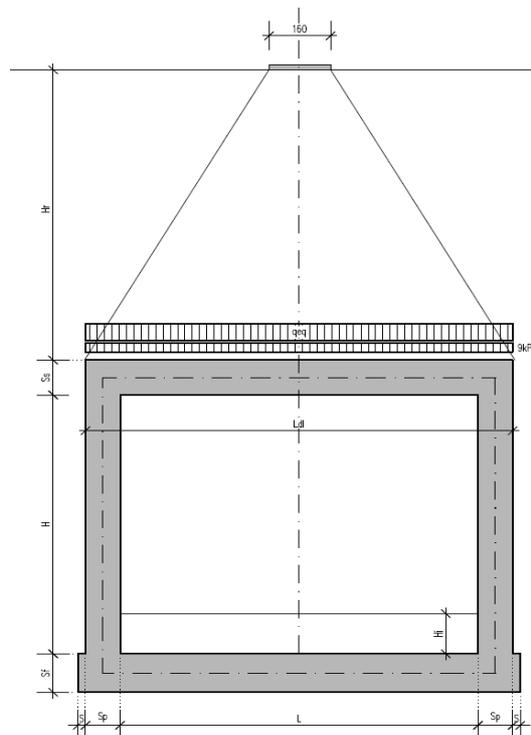


SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO



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

Si noti che se $L_{dl} > L + 2 \times Sp$ (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.



S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

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.

9.5.6 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.

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

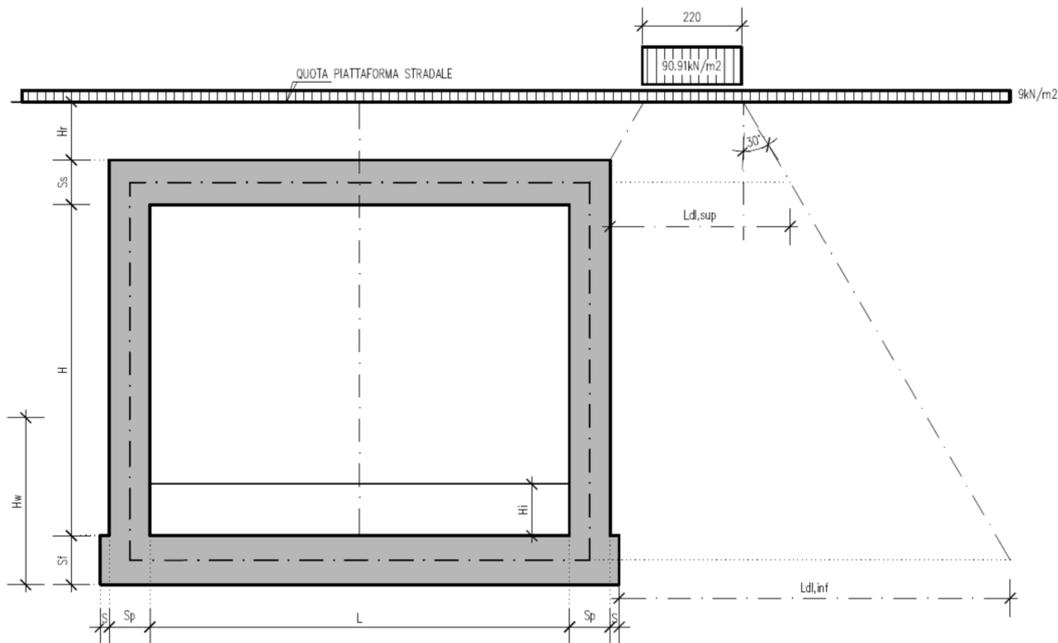
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

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

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

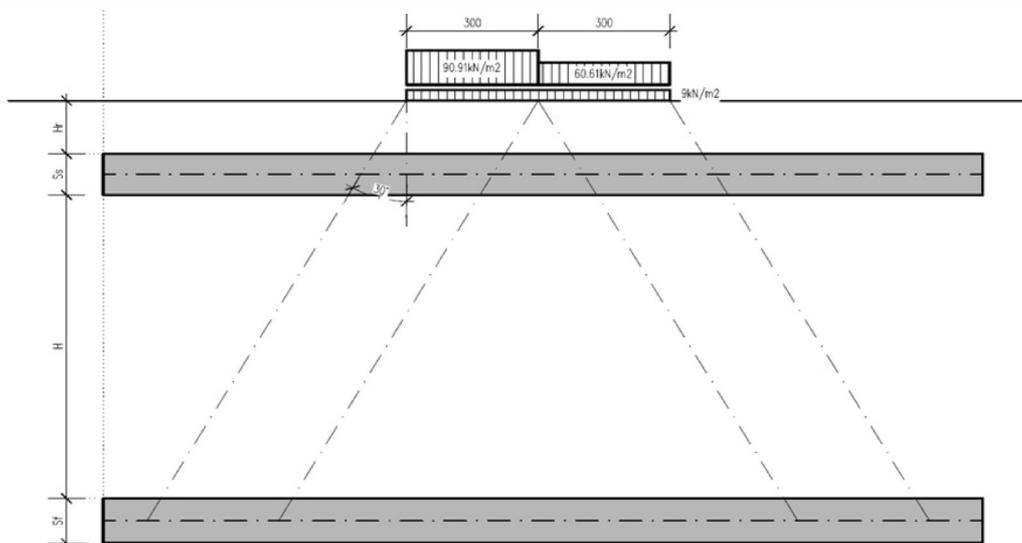
$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 4.28 \text{ m} \text{ (piano medio soletta superiore)}$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 5.95 \text{ m} \text{ (piano medio soletta inferiore)}$$



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

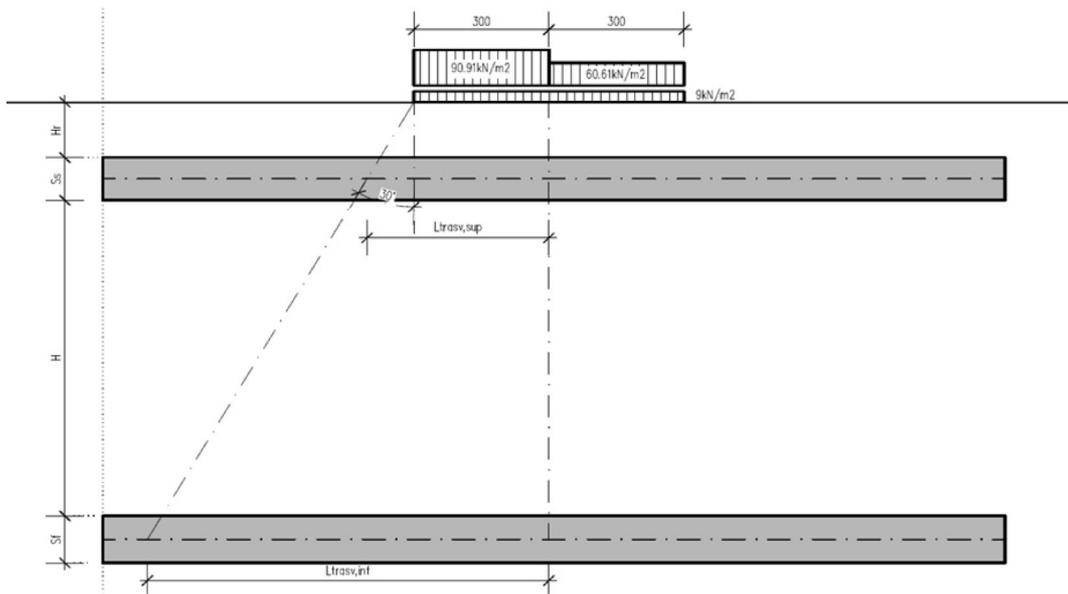
In direzione trasversale, considerando due colonne di carico e la ripartizione trasversale del carico distribuito.



S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE

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:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE LONGITUDINALE

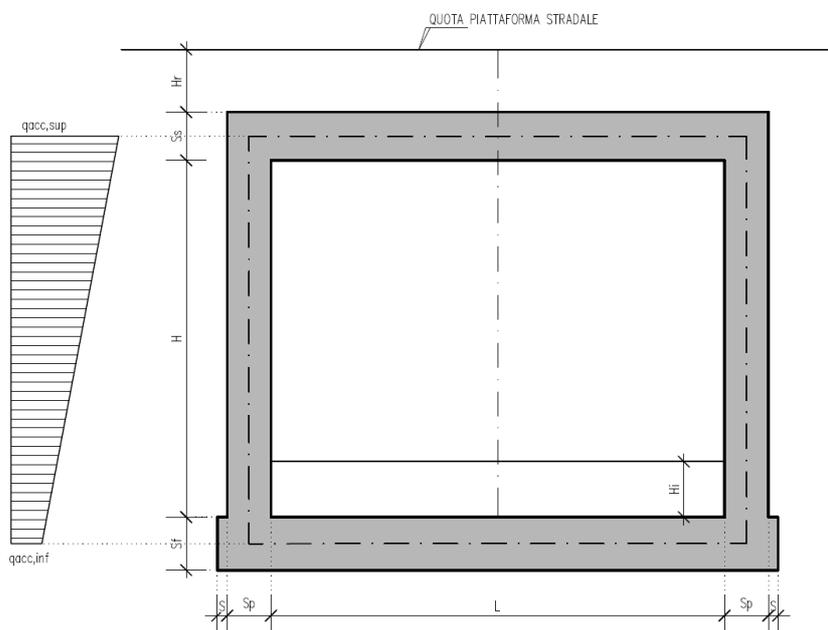
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = 5.08 \text{ m}$$

$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = 6.75 \text{ m}$$

9.5.9 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):

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = 13.95 \text{ kN/mq}$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = 7.54 \text{ kN/mq}$$

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 sui piedritto dovuta al carico tandem con la sua presenza sulla soletta perché incompatibile concettualmente ai sensi della norma.

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.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

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

$$p = k_0 \times q_{1k} = 0.505 \times 9 = 4.54 \text{ kN/m (spinta a riposo, piedritto sinistro/destro)}$$

9.5.10 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.

9.5.11 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:

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

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:

$$q_f = 367.56 / (2.90 \times 5.75) = 22.04 \text{ kN/mq}$$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

9.5.12 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:

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

9.5.13 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

e_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

e_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

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

$$e_{cd,\infty} = kh \cdot e_{c0}$$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

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 ϵ_{c0}

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 $\epsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (\text{con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$$U_r = 70\%$$

Si hanno i seguenti risultati:

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

coefficiente	$kh = 0.70$
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:

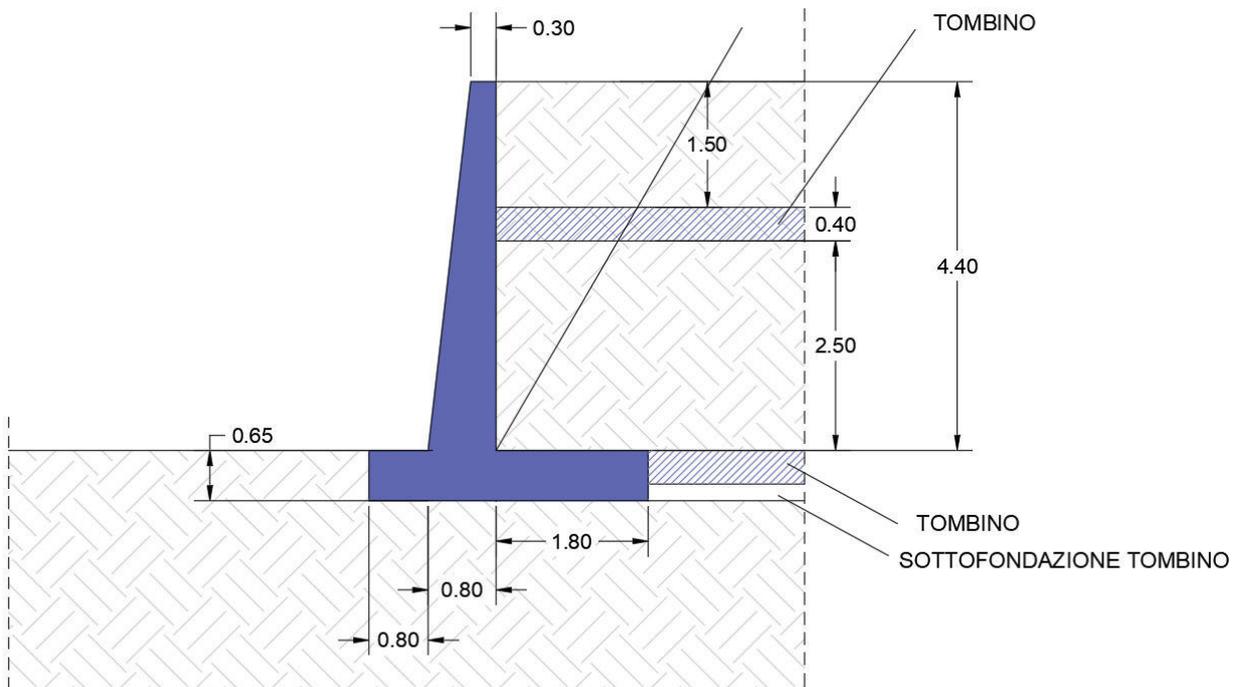
coeff. espansione termica	$\alpha = 0.00001$
variazione termica $\Delta T = \varepsilon_{CS}/\alpha$	$\Delta T = -29.8 \text{ °C}$

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

ANALISI E VERIFICA DEI MURI DI IMBOCCO

Nel seguente paragrafo verrà riportata la verifica per un muro di sostegno descrivente una condizione di carico cautelativa rispetto alle diverse configurazioni previste negli elaborati di progetto. Nella figura seguente ne viene indicata la geometria e la stratigrafia.



In particolare si è considerato il caso di un tombino con sezione interna di altezza 2,5 m (altezza maggiore rispetto a quelli considerati) e un ulteriore strato di 1,5 m di terreno al di sopra, per un totale di 4,4 m di terreno spingente. Ai fini del calcolo si è considerata una lunghezza del muro di sostegno di 15 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 $f_{yd} = 3913 \text{ Kg/cm}^2$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

Caratteristiche geotecniche dei terreni

Terreno a valle del muro

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

Terreno di fondazione del muro

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

Terreno a monte del muro

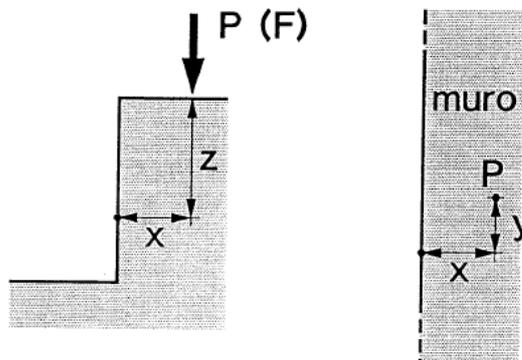
Peso specifico	$\gamma_{tm} =$	1800 kg/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_m =$	29.70 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_m =$	24.33 °
Coesione	$c'_m =$	16400 kg/m ²

Il cuneo di spinta a monte del muro risulta avere lunghezza pari a:

$$L = H \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = 2.5 \text{ m}$$

Pertanto ai fini di considerare la condizione di carico più gravosa si considera al di sopra del terreno la presenza di una singola corsia di 3 m (principale) avente carico uniformemente distribuito di 9 kN/mq e la presenza di un carico concentrato di 600 kN (300+300 kN) come suggerito per il carico tandem al Cap. 5 delle N.T.C. 2018. Ai fini cautelativi:

- Si considera il carico puntiforme di 600 kN, posto a distanza di 1 metro dal bordo del muro di sostegno di cui ricava la componente orizzontale (ribaltante) di spinta lineare $\Delta\sigma_h$ ad una profondità di 1 metro secondo la teoria di elastica dei terreni (equazioni seguenti), si trascura invece la componente verticale (stabilizzante).
- Si considera ulteriormente un carico uniformemente distribuito di $600/(3*1)=200$ kN/mq superiormente alla strada.



$$\Delta\sigma_h = \frac{P}{2\pi R^2} \left(\frac{3r^2}{R^3} - \frac{(1-\nu)R}{R+z} \right) = 36 \text{ kN/m}$$

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

Ai suddetti carichi si aggiunge un carico permanente portato di 1430 kg/mq corrispettivo di 65 cm di struttura stradale analogamente a quanto previsto nel calcolo dei tombini. I carichi applicati risultano pertanto i seguenti:

Carichi distribuiti sul terreno di tipo permanente non strutturale

Uniforme a monte del muro $G_{2um} = 1430 \text{ kg/m}^2$

Carichi distribuiti sul terreno di tipo variabile

Uniforme a monte del muro $Q_{um} = 20900 \text{ kg/m}^2$

Carichi applicati alla mensola in elevazione

n.	tipo	H [m]	F _x [kg]	F _y [kg]	M _z [kg•m]
1	Q	2.900	-3500	0	0.000

Legenda

tipo G1 carico permanente strutturale; G2 carico permanente non strutturale; Q carico variabile

H quota del punto di applicazione del carico rispetto alla base della mensola di elevazione

F_x forza orizzontale positiva se verso monte

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

F_Y forza verticale positiva se verso il basso

M_z coppia positiva se oraria

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.

9.1 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 ($A_2+M_2+R_2$) mentre le rimanenti verifiche (scorrimento, carico limite, ribaltamento e di resistenza) vengono effettuate secondo l'approccio DA2 ($A_1+M_1+R_3$). 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:	CODRONGIANOS (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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

Categoria di sottosuolo	suolo =	C
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_S =$	1.50000
Categoria topografica	$C_T =$	T1
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	$k_h =$	0.08985
verticale	$k_v =$	0.04493
Coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale		
orizzontale	$k_h =$	0.01797
verticale	$k_v =$	0.00899

* 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	γ_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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

Coefficienti per la determinazione delle masse sismiche

Carichi permanenti strutturali G1	$\gamma_{G1} = 1.00$
Carichi permanenti non strutturali G2	$\gamma_{G2} = 1.00$
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 .

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

9.2 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:

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

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

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

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.

9.3 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_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

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

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

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

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

g_y, 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:

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

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

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

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

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta = 0); \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 45^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta > 0)$$

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

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

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

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.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

10. ALLEGATI

10.1 Verifiche elementi TM_AS_06

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	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
PIEDRITTO DESTRO	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA SUPERIORE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm

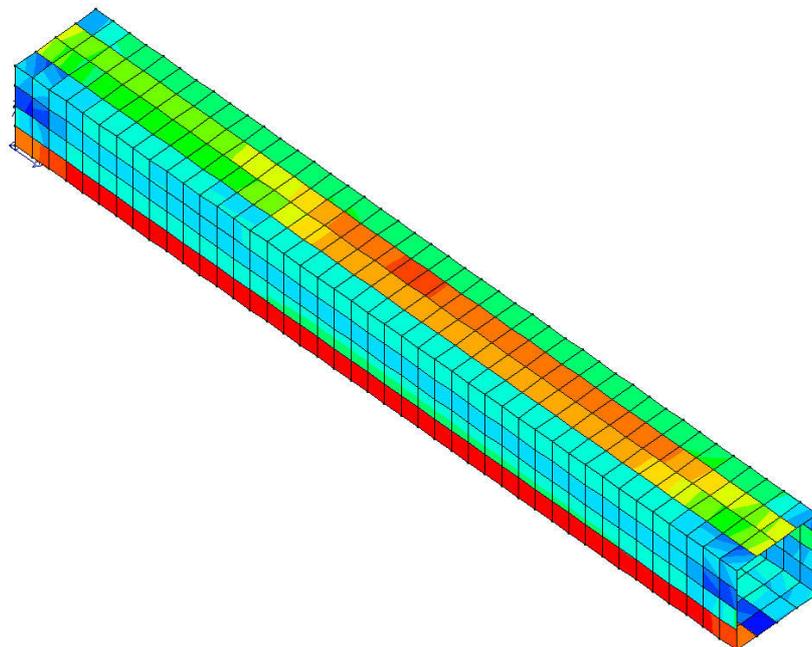
11.1.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

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

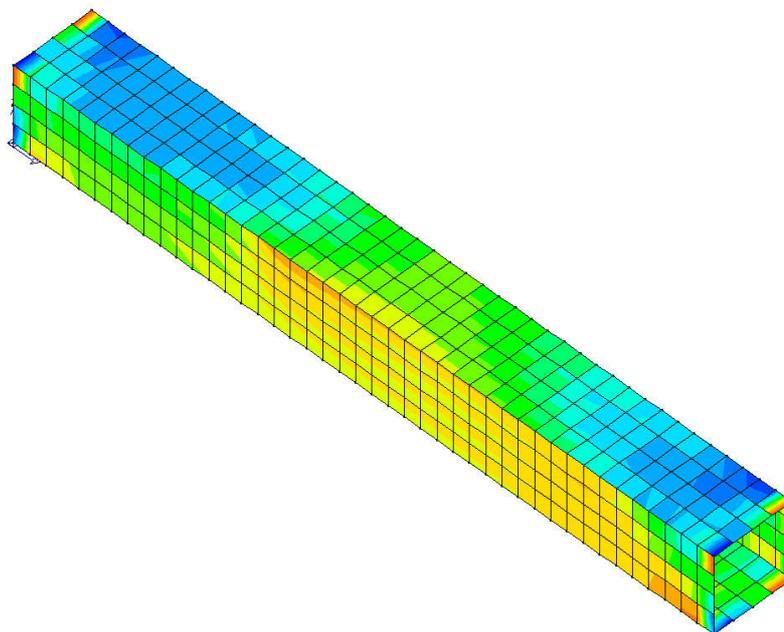
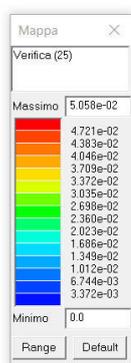
- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd
- Rapporto x/d (SLU): rapporto tra la posizione dell' asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in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

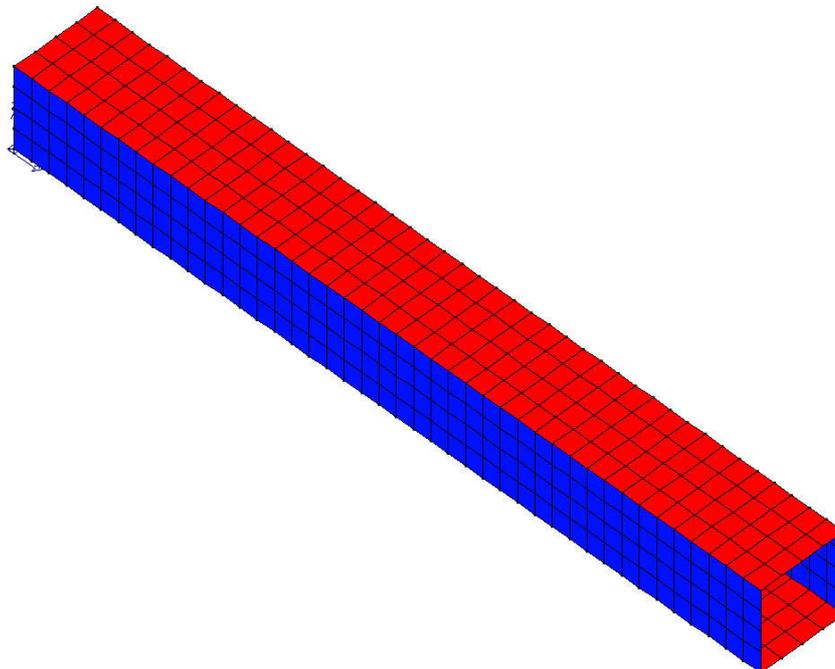
11.1.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



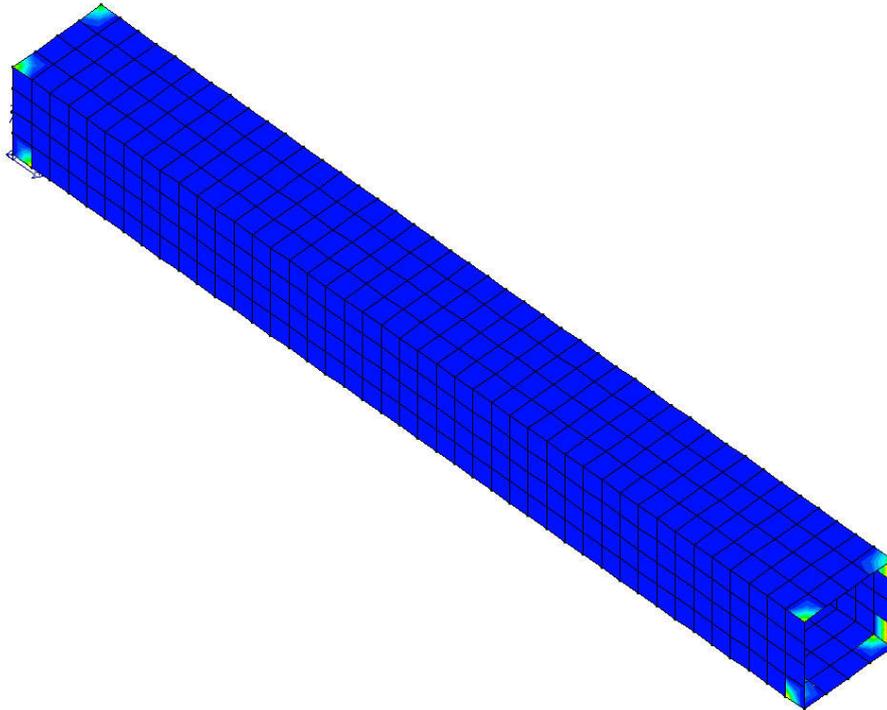
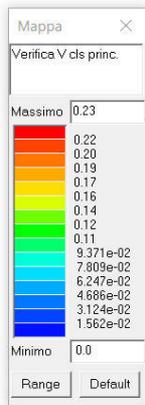
Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



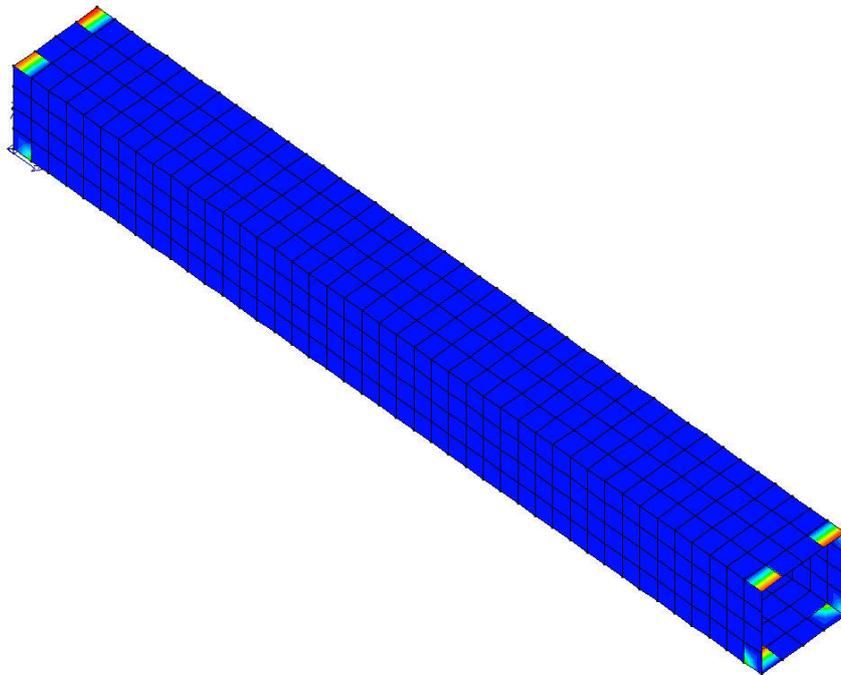
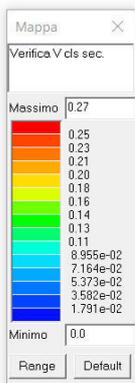
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd



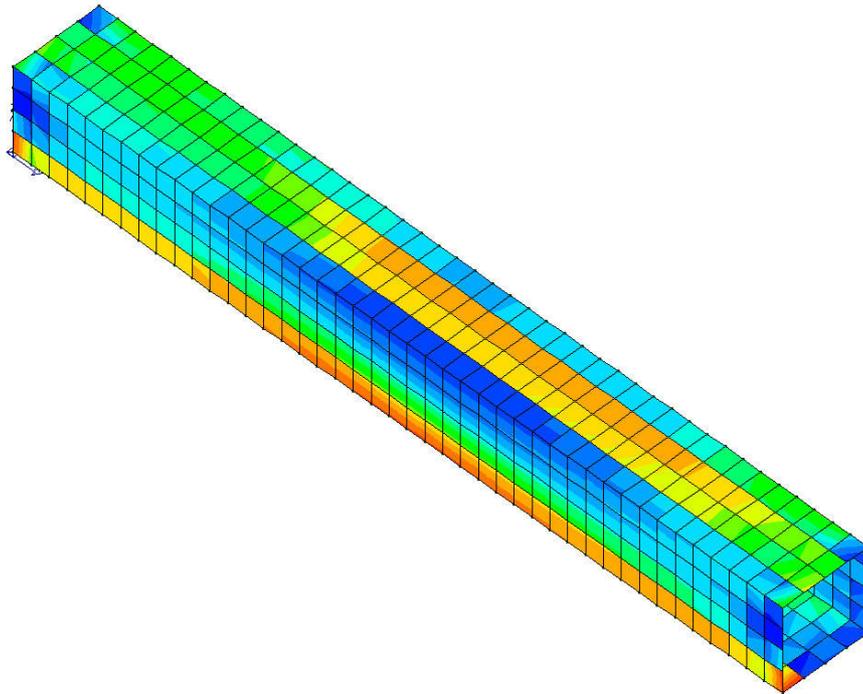
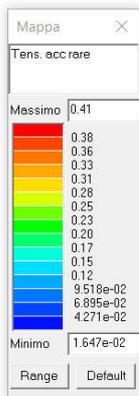
Rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)



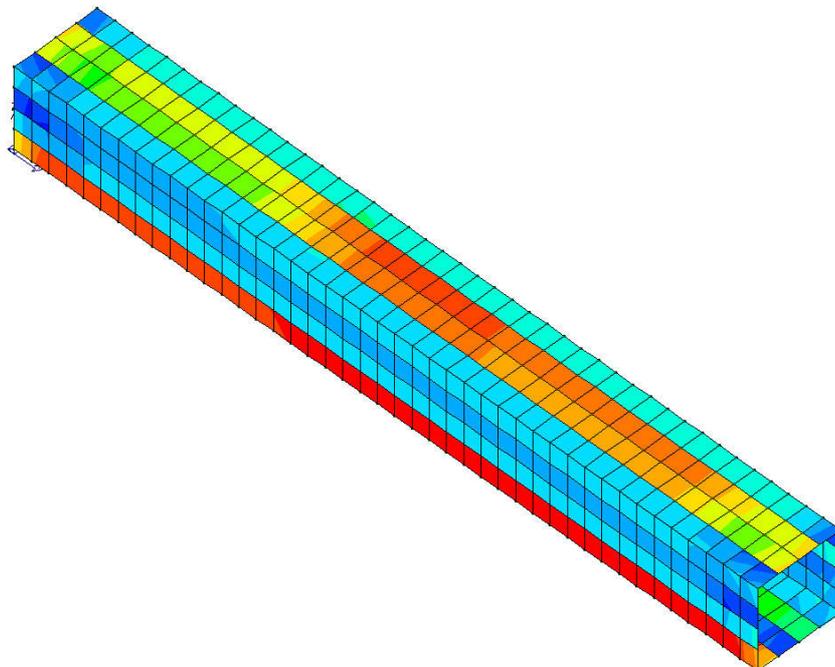
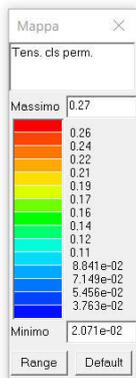
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria



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



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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

11.1.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

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

11.1.8. VERIFICHE SUL TERRENO DI FONDAZIONE

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: 2.4 m

Lato maggiore L dell'impronta: 21.5 m

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 51.6 mq

Lato minore B effettivo: 2.8 m

Larghezza sottofondazione: 3.2 m

STRATIGRAFIA

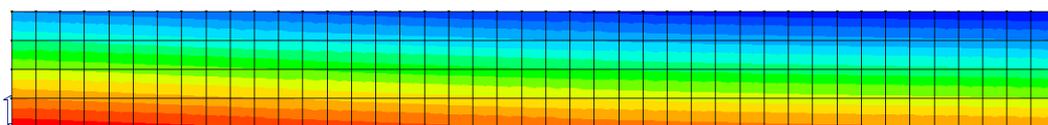
Numero strati: 1

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	AttritoNeg.
1	da 0,0 a -3000,0 cm	3000,0 cm	002 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente

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).



Macro platea: 3

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.3810 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.3670 + 1.3469 + 0.0000

Qmax / Qlim = 2.2452 / 1.7139 = **1,310 N.V.** (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 132818.4 / 293868.1 = 0,452 Ok (Cmb. n. 002)

TL / TLim = 0.0 / 292934.5 = 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	21.618	-43.213	132818.4	0.0	-730296.1	-0.5441	-2.2452

Considerando la base effettiva del contatto terreno-struttura dovuta alla presenza di magrone di sottofondazione si una una larghezza di scarico di 2.8+0.4 = 3.2 m (20 cm da ambio i lati):

$Q_{max} / Q_{lim} = 1.31 * 2.3/3.2 = 0.9825$

Il coefficiente di sicurezza risulta **1.02**.

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 1

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
004	SLE q.p.	No	19.161	-32.418	92170.5	0.0	-561626.9	-0.5158	-1.6399
008	SLE rare	No	20.461	-40.902	102168.0	0.0	-593519.9	-0.4804	-1.7889

Cedimento massimo = -1.313 cm in Cmb n. 008

Cedimento minimo = -0.216 cm in Cmb n. 004

Il cedimento risulta accettabile.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

10.2 Verifiche elementi TM_AS_04

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	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
PIEDRITTO DESTRO	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA SUPERIORE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm

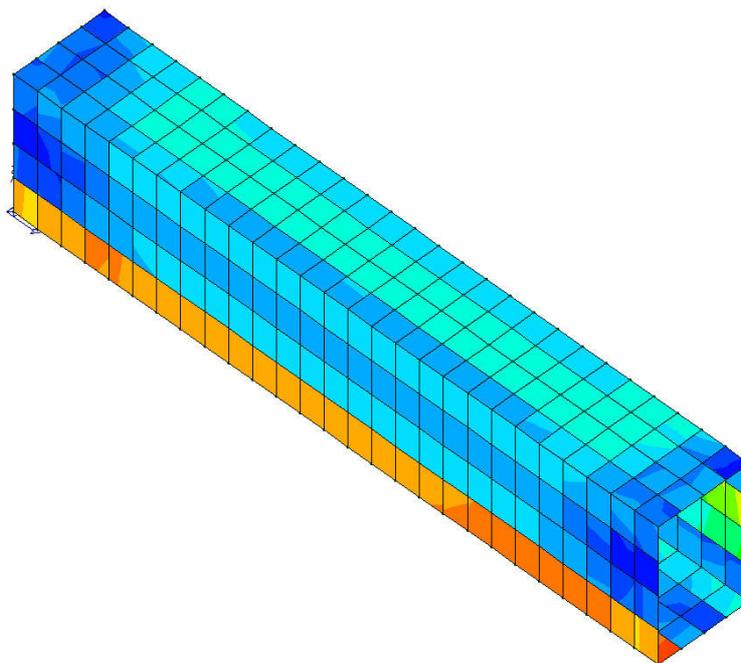
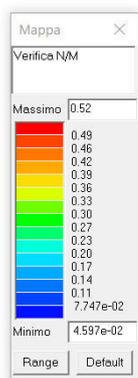
11.1.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

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

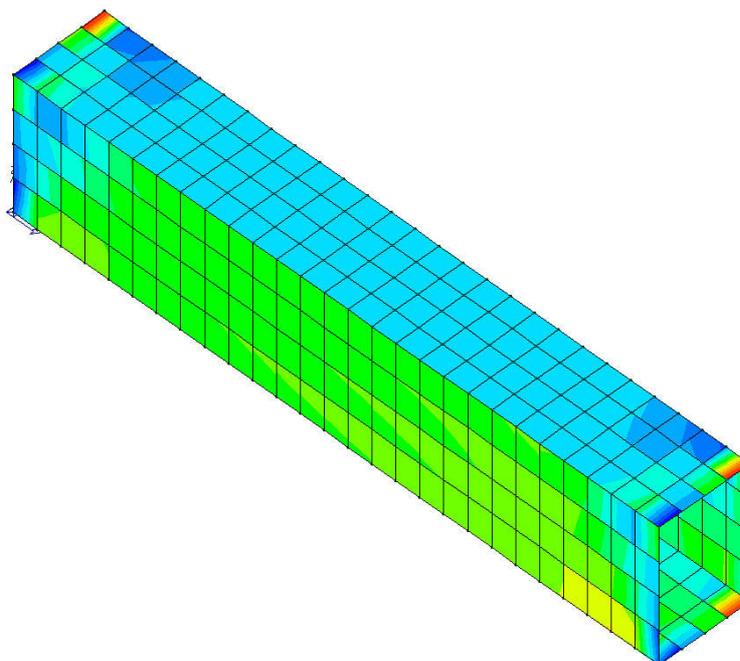
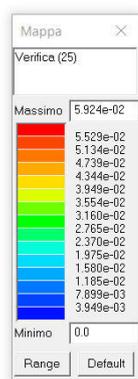
- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd
- Rapporto x/d (SLU): rapporto tra la posizione dell' asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in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

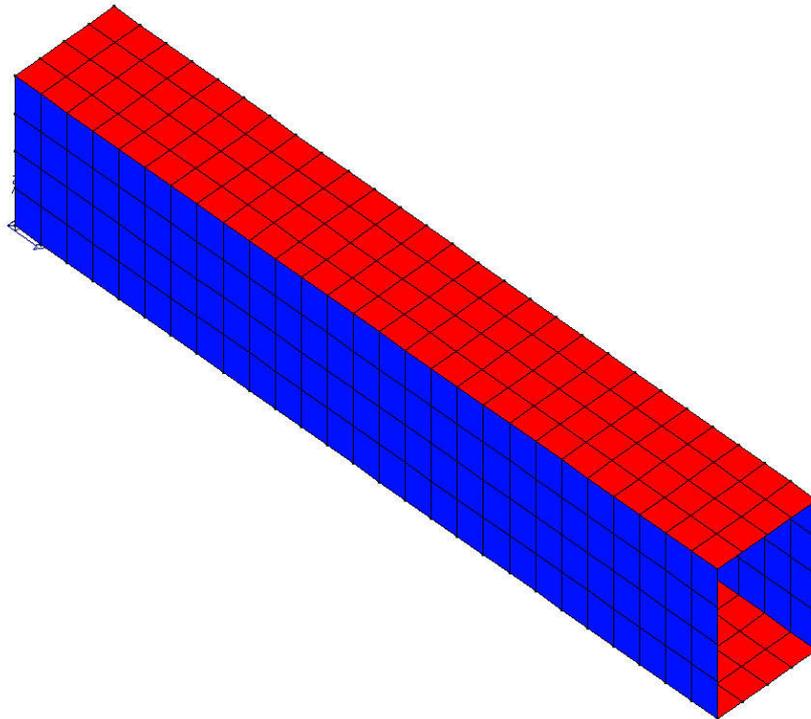
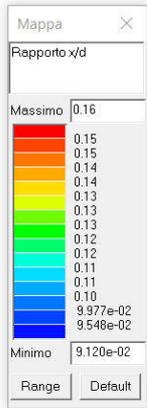
11.1.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



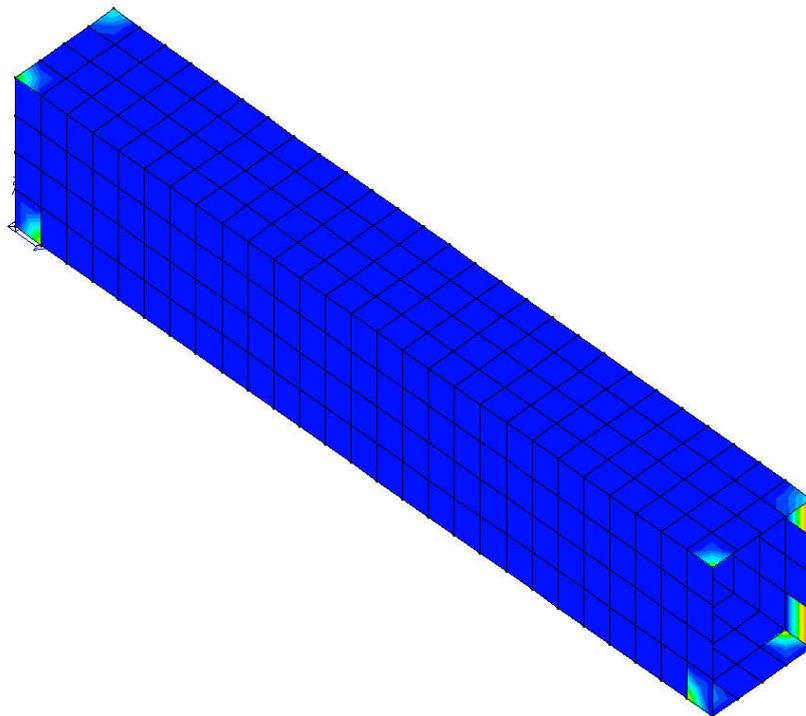
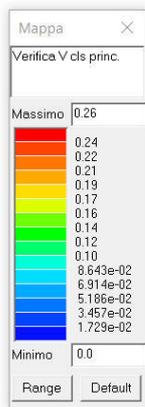
Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



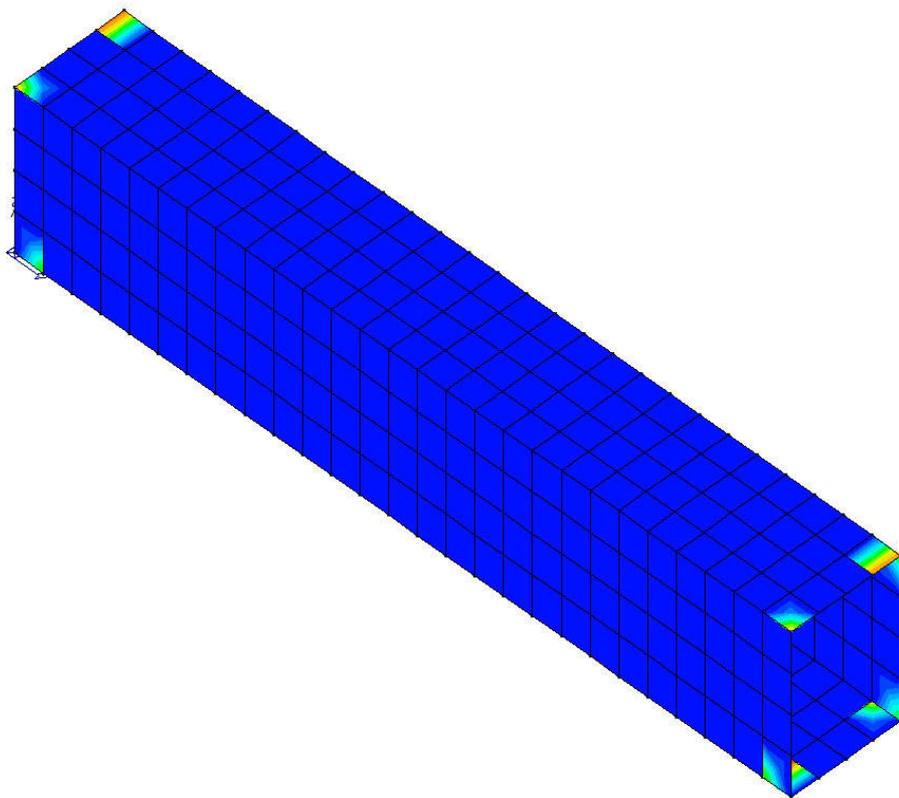
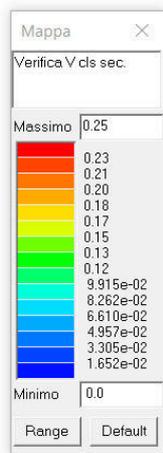
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd



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)



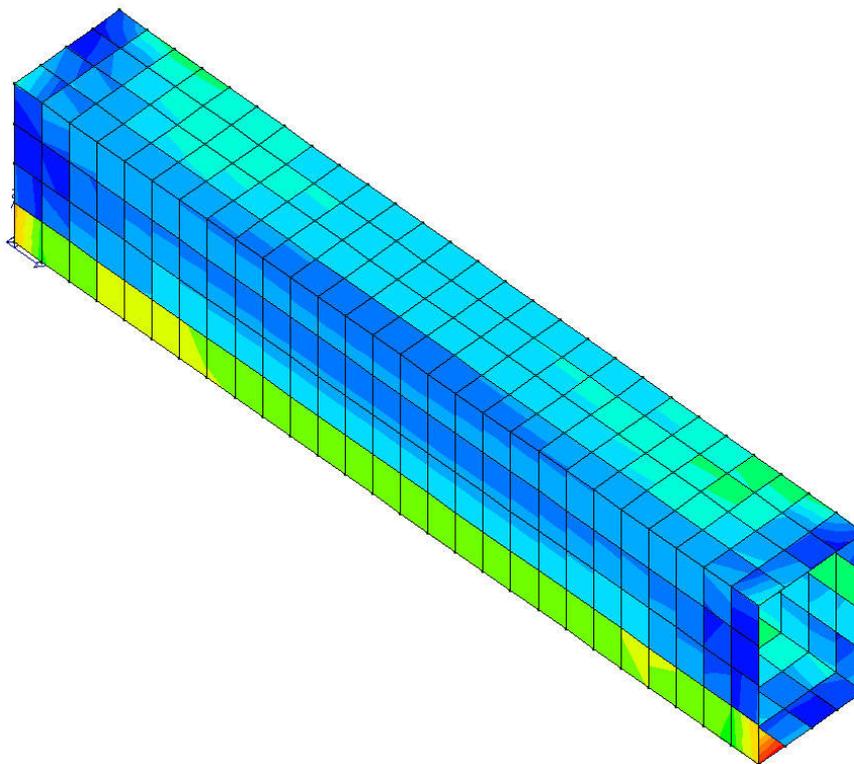
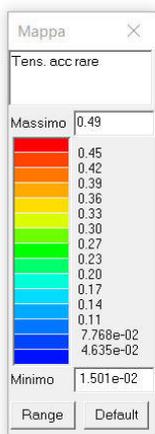
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



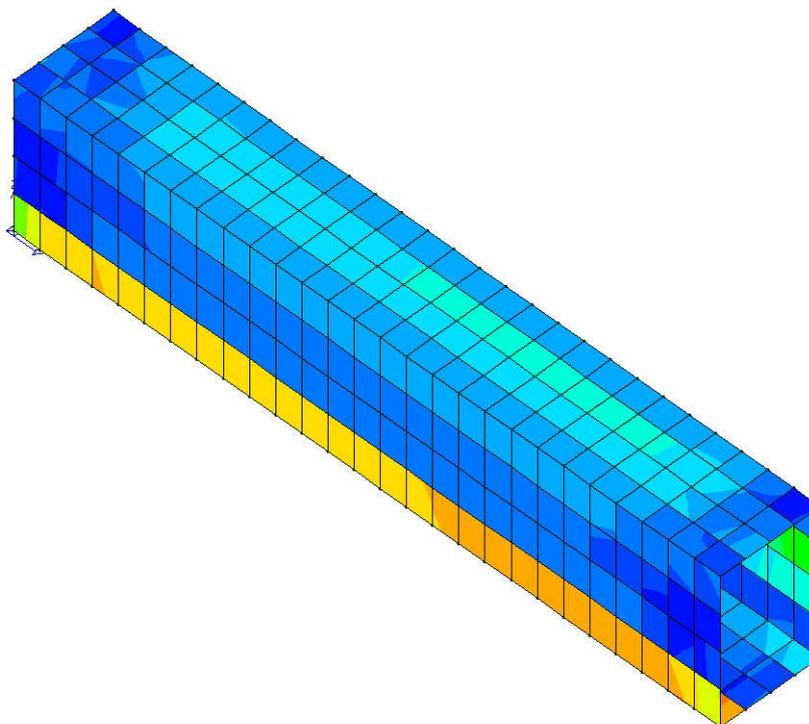
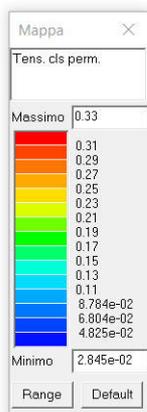
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

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.



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



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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

11.1.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

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

11.1.8. VERIFICHE SUL TERRENO DI FONDAZIONE

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: 1.9 m

Lato maggiore L dell'impronta: 13.5 m

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 25.65 mq

Lato minore B effettivo: 2.3 m

Larghezza sottofondazione: 2.9 m

STRATIGRAFIA

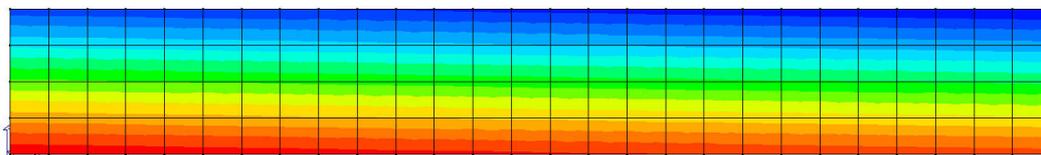
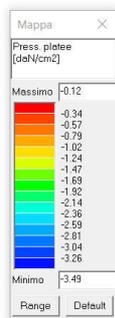
Numero strati: 6

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	AttritoNeg.
1	da 0,0 a -100,0 cm	100,0 cm	007 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente
2	da -100,0 a -650,0 cm	450,0 cm	002 / Sabbia limosa compatta	Assente
3	da -650,0 a -750,0 cm	100,0 cm	005 / Argilla dura	Assente
4	da -750,0 a -1080,0 cm	330,0 cm	006 / Argilla marnosa	Assente
5	da -1080,0 a -1320,0 cm	240,0 cm	003 / Sabbia argillosa compatta	Assente
6	da -1320,0 a -2000,0 cm	680,0 cm	004 / Limo	Assente

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).



VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Macro platea: 1

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.3096 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.5509 + 2.4330 + 0.0000 + 0.0000

Qmax / Qlim = 3.4863 / 2.9839 = **1.168 N.V.** (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 96955.0 / 186017.5 = 0,521 Ok (Cmb. n. 002)

TL / TLim = 0.0 / 185450.6 = 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	-20.089	0.0	0.0	-462288.5	-1.6412	-1.9633
002	SLU GEO	No	30.081	-20.089	96955.0	0.0	-462288.3	-0.1195	-3.4863

Considerando la base effettiva del contatto terreno-struttura dovuta alla presenza di magrone di sottofondazione si una una larghezza di scarico di 2.3+0.6 = 2.9 m (30 cm da ambio i lati):

Qmax / Qlim = 1.168 * 2.3/2.9 = 0.927

Il coefficiente di sicurezza risulta **1.08**.

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 1

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
004	SLE q.p.	No	27.485	-15.895	66114.6	0.0	-337079.5	-0.2076	-2.4219
008	SLE rare	No	28.484	-19.023	74580.8	0.0	-375544.9	-0.1698	-2.7596

Cedimento massimo = -2.186 cm in Cmb n. 008

Cedimento minimo = -0.382 cm in Cmb n. 004

Il cedimento risulta accettabile.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

10.3 Verifiche elementi TM_AP_03

11.1.1. INTRODUZIONE

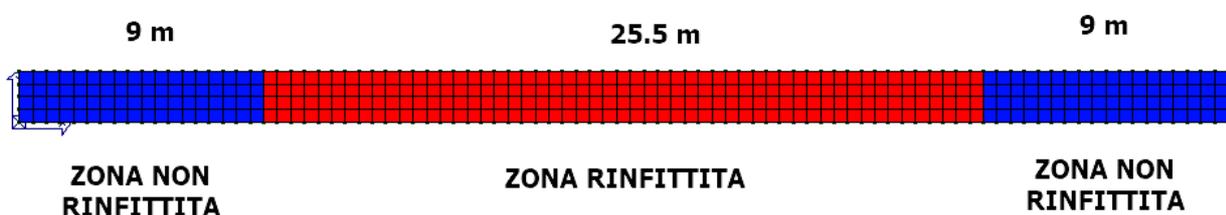
Si riportano le caratteristiche dei materiali e le scelte progettuali (diametro e passo delle armature), dunque le verifiche effettuate dal risolutore automatico con la loro descrizione secondo il riferimento normativo.

11.1.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

11.1.3. ARMATURE DI PROGETTO



ZONA NON RINFITTITA ($x=0 - 9 \text{ m}$, $x = 34.5 - 43.5 \text{ m}$)		
Elemento strutturale	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
PIEDRITTO SINISTRO	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
PIEDRITTO DESTRO	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA SUPERIORE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm

ZONA RINFITTITA ($x=9 - 34.5 \text{ m}$)		
Elemento strutturale	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
PIEDRITTO SINISTRO	Φ18 passo 10 cm	Φ18 passo 10 cm
PIEDRITTO DESTRO	Φ18 passo 10 cm	Φ18 passo 10 cm
SOLETTA SUPERIORE	Φ18 passo 10 cm	Φ18 passo 10 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ18 passo 10 cm	Φ18 passo 10 cm

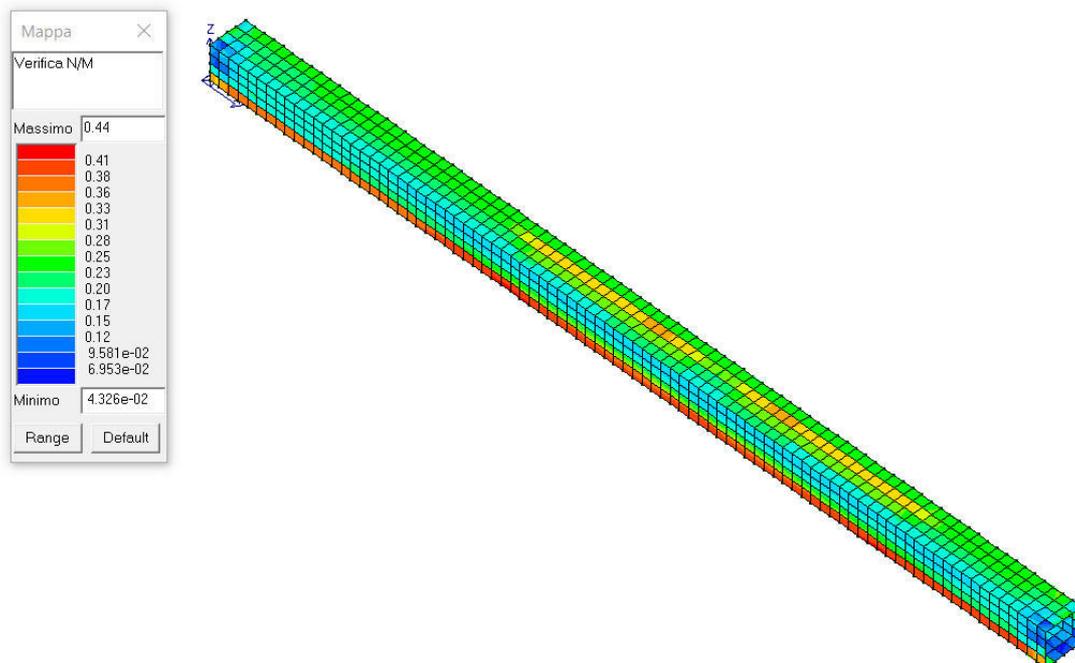
S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

11.1.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

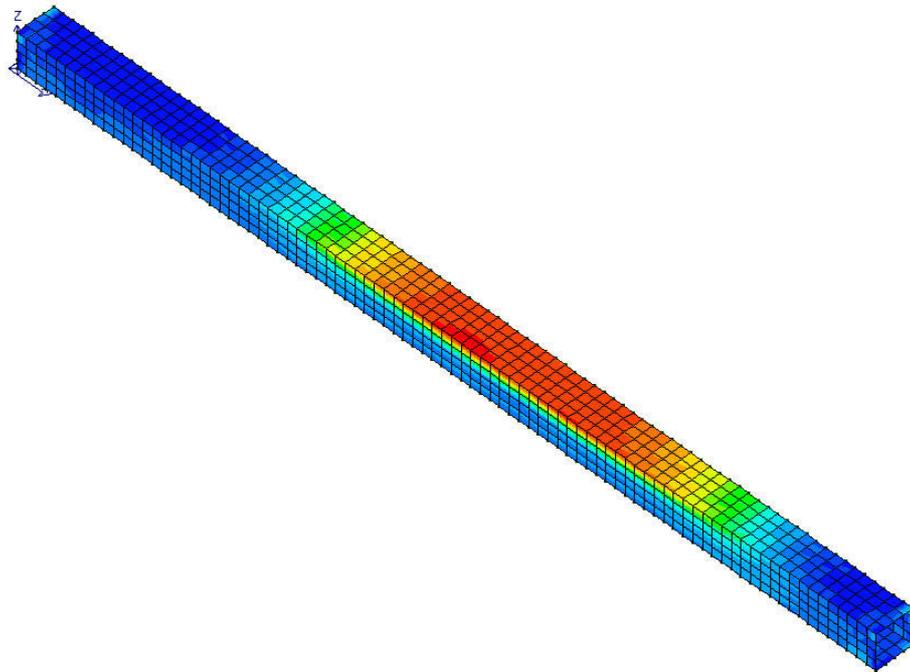
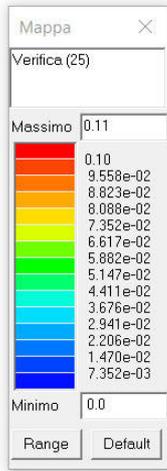
Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.). In seguito vengono riportati i risultati in termini grafici delle seguenti grandezze:

- 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)

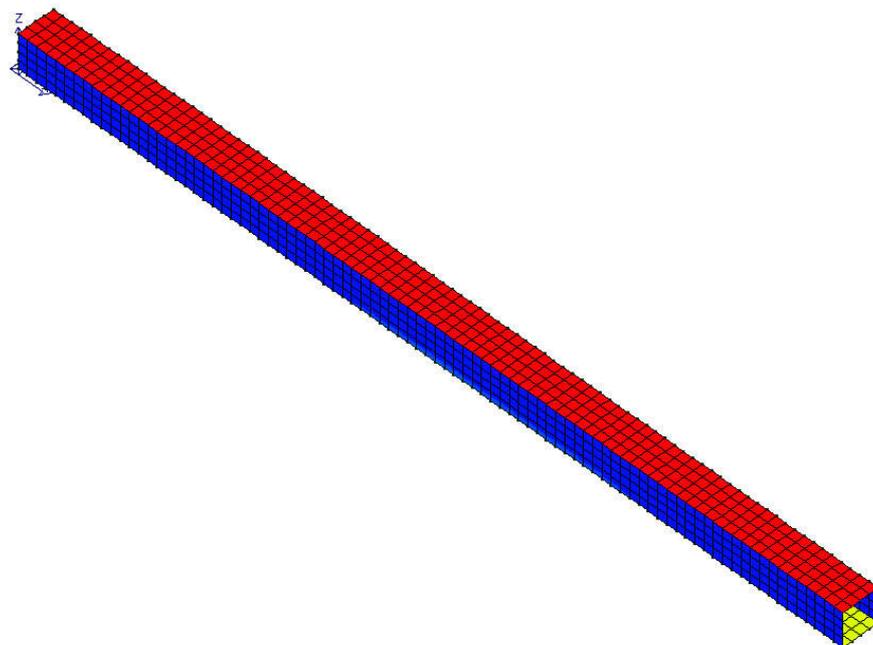
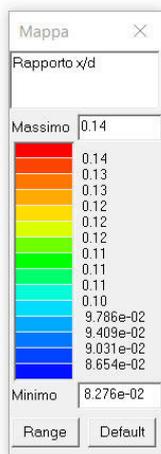
11.1.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione

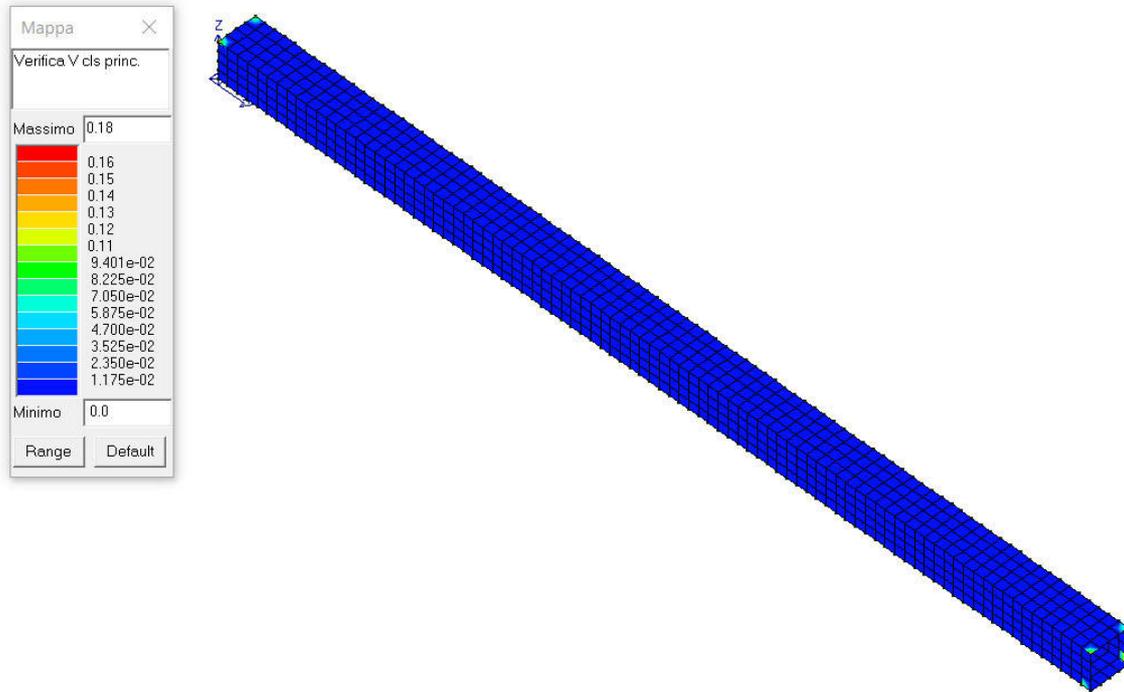


Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd

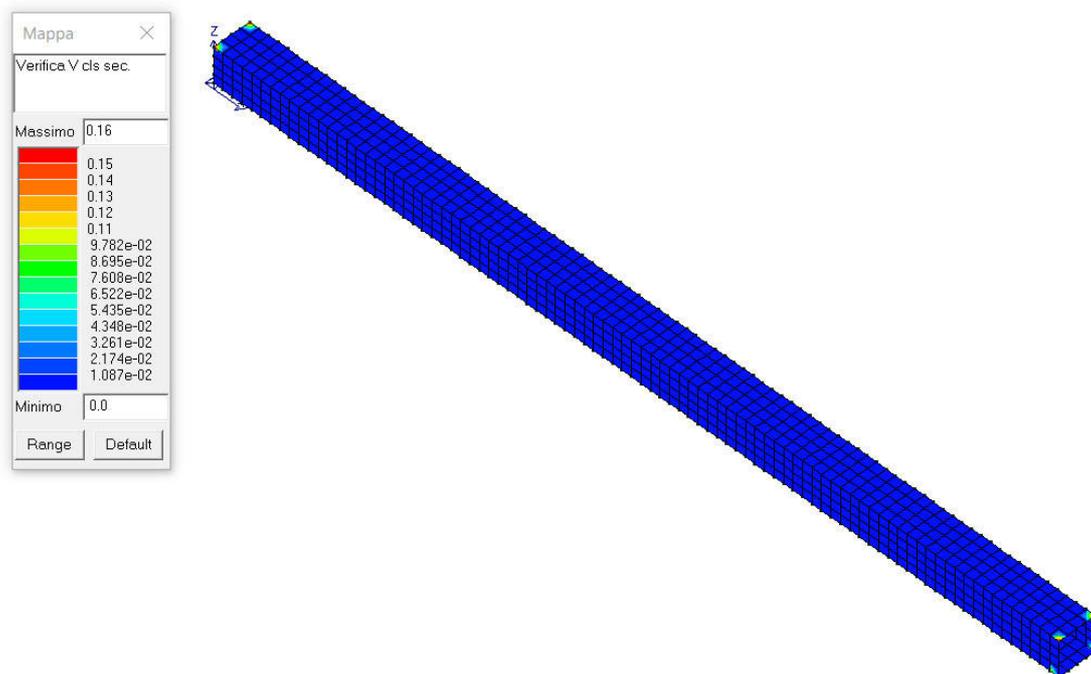


Rapporto tra la posizione dell' asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si

intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)



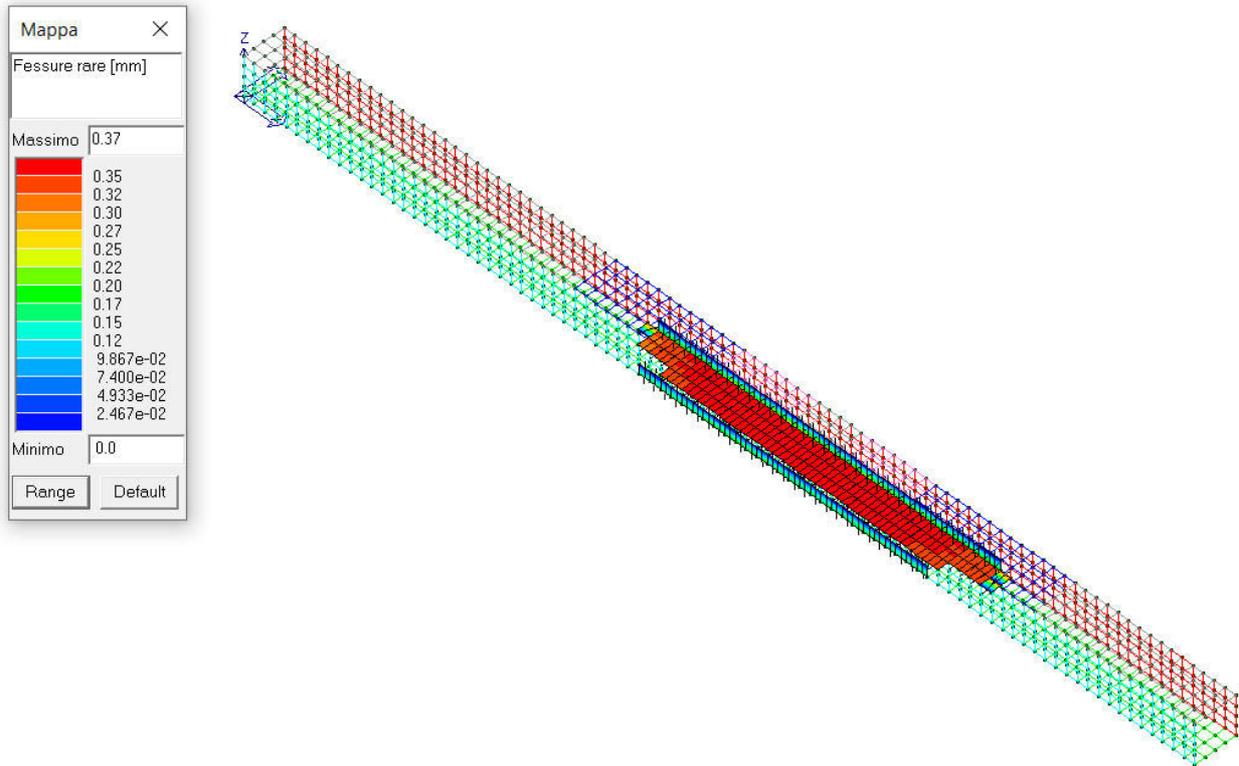
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



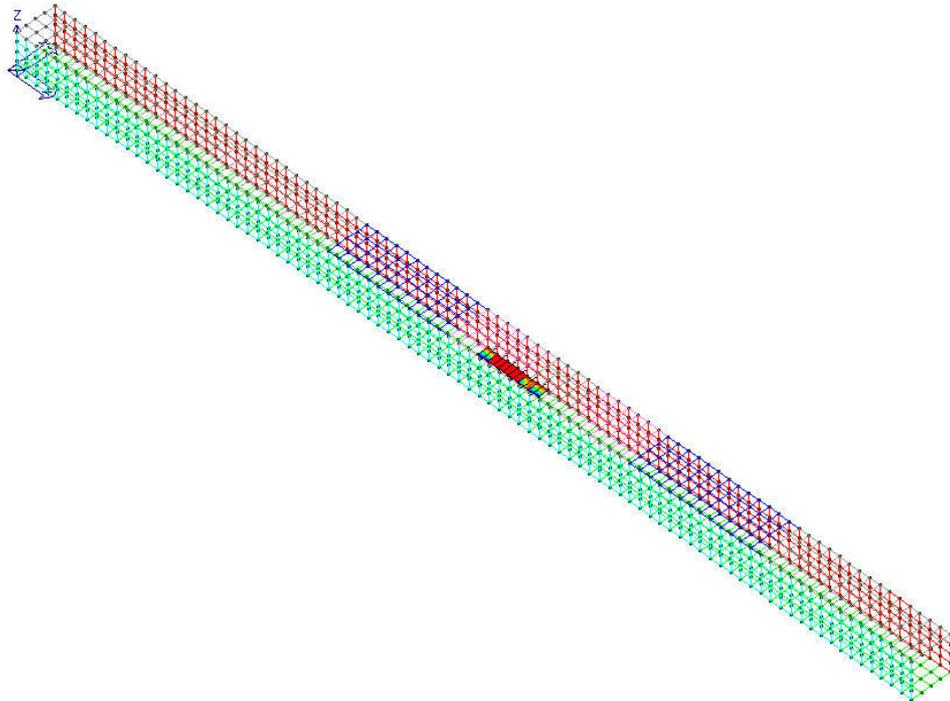
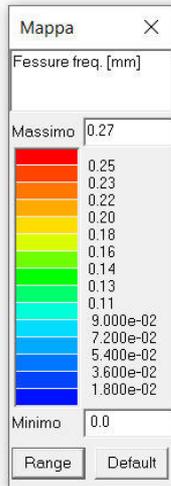
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.1.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

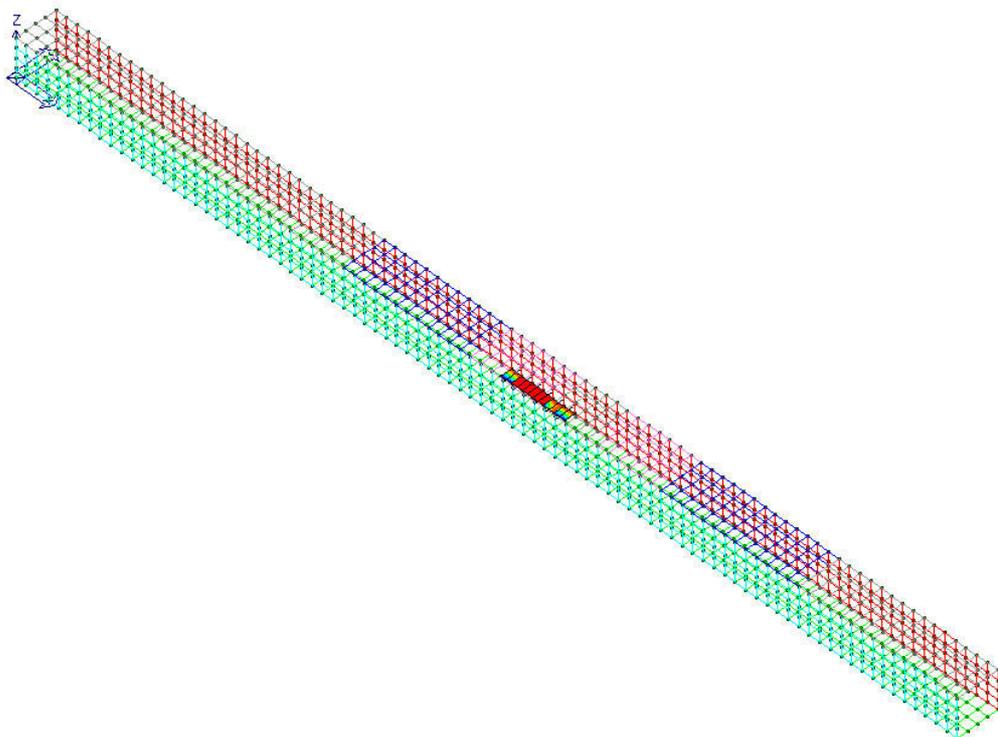
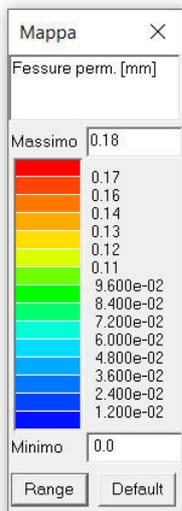
La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito, vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attive (a destra) – caso più gravoso.



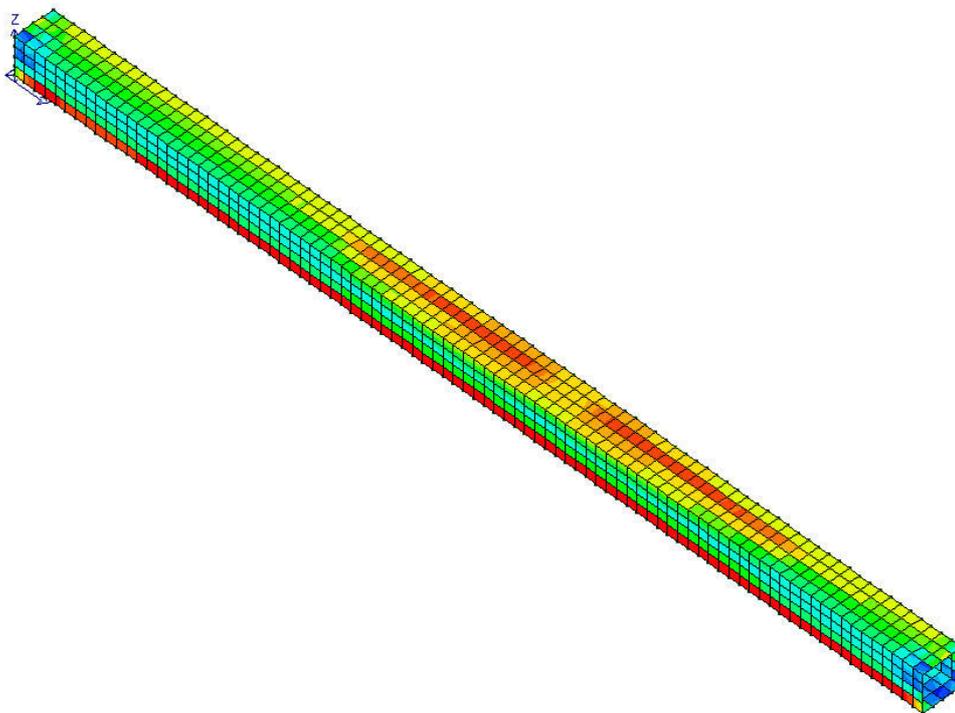
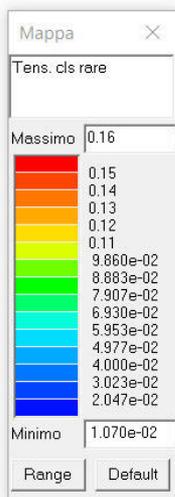
Fessure in mm (verificato se <0.4 mm) (SLE - rare)



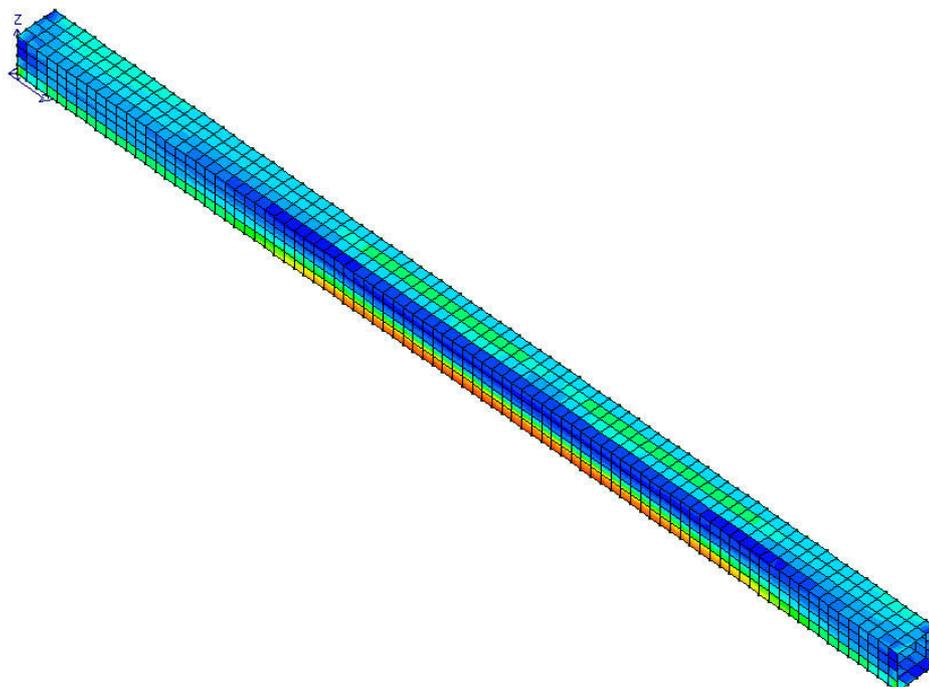
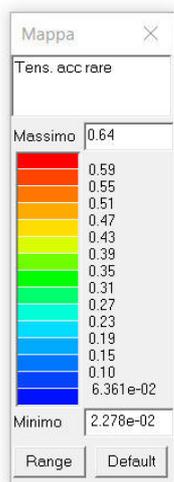
Fessure in mm (verificato se <0.3 mm) (SLE - frequenti)



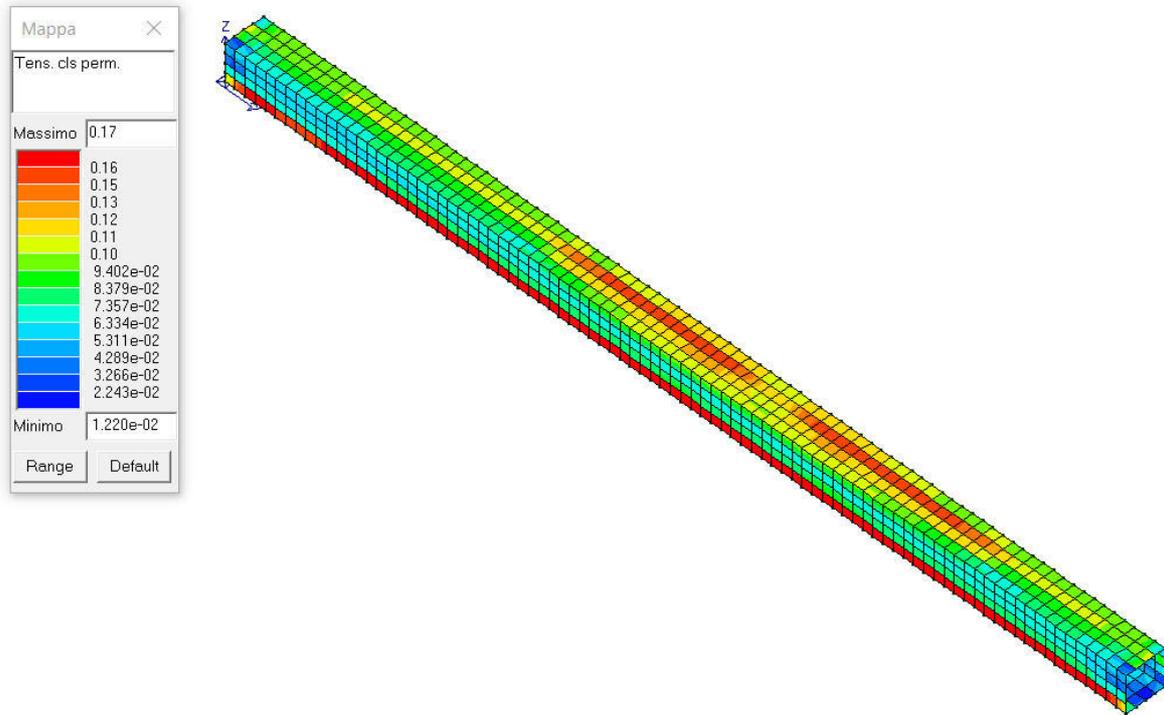
Fessure in mm (verificato se <0.2 mm) (SLE – quasi permanenti)



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



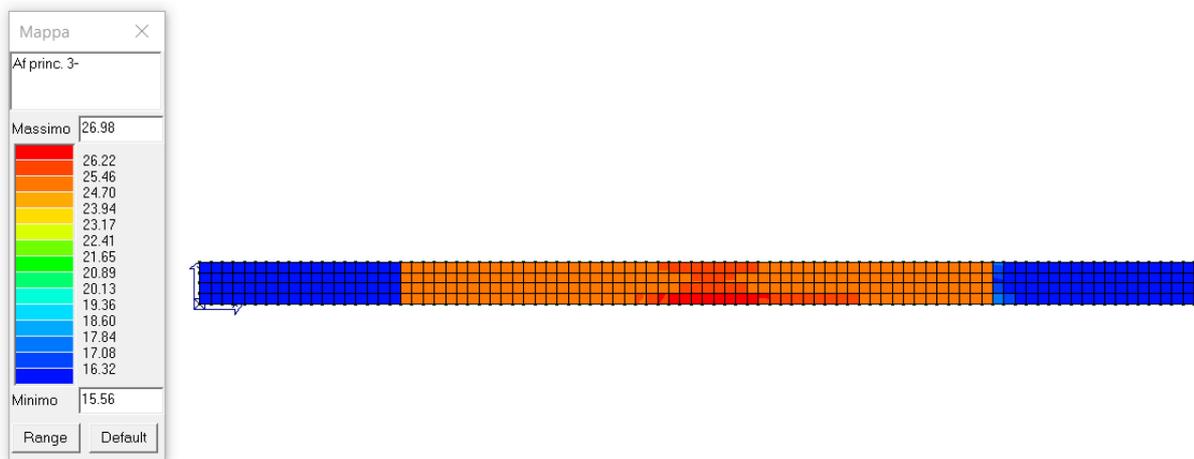
Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE – rare accidentali)



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

11.1.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

Per il superamento delle verifiche secondo i livelli prestazionali appena visti è necessario integrare l'armatura della soletta di base nelle zone maggiormente sollecitate. Nella figura seguenti si riporta il grafico delle aree minime di armatura per le quali le verifiche risultano soddisfatte.



Area di armatura minima richiesta in direzione principale

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

Per rispondere a tale richiesta è possibile aggiungere all' armatura precedentemente indicata una barra $\Phi 18$ ogni metro nella direzione longitudinale.

11.1.8. VERIFICHE SUL TERRENO DI FONDAZIONE

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: 1.9 m

Lato maggiore L dell'impronta: 43.5 m

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 82.65 mq

Lato minore B effettivo: 2.3 m

Larghezza sottofondazione: 2.9 m

STRATIGRAFIA

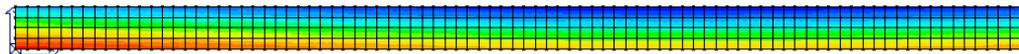
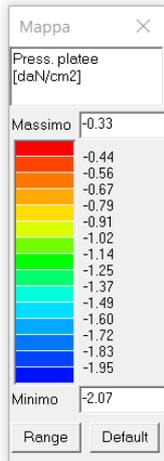
Numero strati: 9

Profondità falda: -2.83 m

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	AttritoNeg.
1	da 0,0 a -100,0 cm	100,0 cm	007 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente
2	da -100,0 a -280,0 cm	80,0 cm	003 / Limo argilloso	Assente
3	da -280,0 a -620,0 cm	340,0 cm	003 / Limo argilloso	Assente
4	da -620,0 a -1380,0 cm	760,0 cm	006 / Argilla marnosa	Assente
5	da -1380,0 a -1440,0 cm	60,0 cm	002 / Limo	Assente
6	da -1440,0 a -2090,0 cm	650,0 cm	005 / Roccia	Assente
7	da -2090,0 a -2200,0 cm	110,0 cm	002 / Limo	Assente
8	da -2200,0 a -2530,0 cm	330,0 cm	005 / Roccia	Assente
9	da -2530,0 a -2660,0 cm	130,0 cm	004 / Argilla dura	Assente

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).



Macro platea: 1

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.3191 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.4358 + 1.0472 + 0.0000

Qmax / Qlim = 2.0668 / 1.4829 = **1,394 N.V.** (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 202793.7 / 440038.7 = 0,461 Ok (Cmb. n. 002)

TL / TLlim = 0.0 / 436785.4 = 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 STR	No	18.212	-103.033	202793.7	0.0	-1088996.0	-0.3262	-2.0668

Considerando la base effettiva del contatto terreno-struttura dovuta alla presenza di magrone di sottofondazione si una una larghezza di scarico di 2.3+0.6 = 2.9 m (30 cm da ambio i lati):

Qmax / Qlim = 1.394 * 1.9/2.9 = 0.913

Il coefficiente di sicurezza risulta **1.10**

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 1

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
008	SLE rare	No	17.085	-96.654	155995.1	0.0	-892971.6	-0.3163	-1.6552

Cedimento massimo = -2.029 cm in Cmb n. 008

Cedimento minimo = -0.238 cm in Cmb n. 008

Il cedimento risulta accettabile.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

10.4 Verifiche elementi TM_AS_03

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	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
PIEDRITTO DESTRO	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA SUPERIORE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm

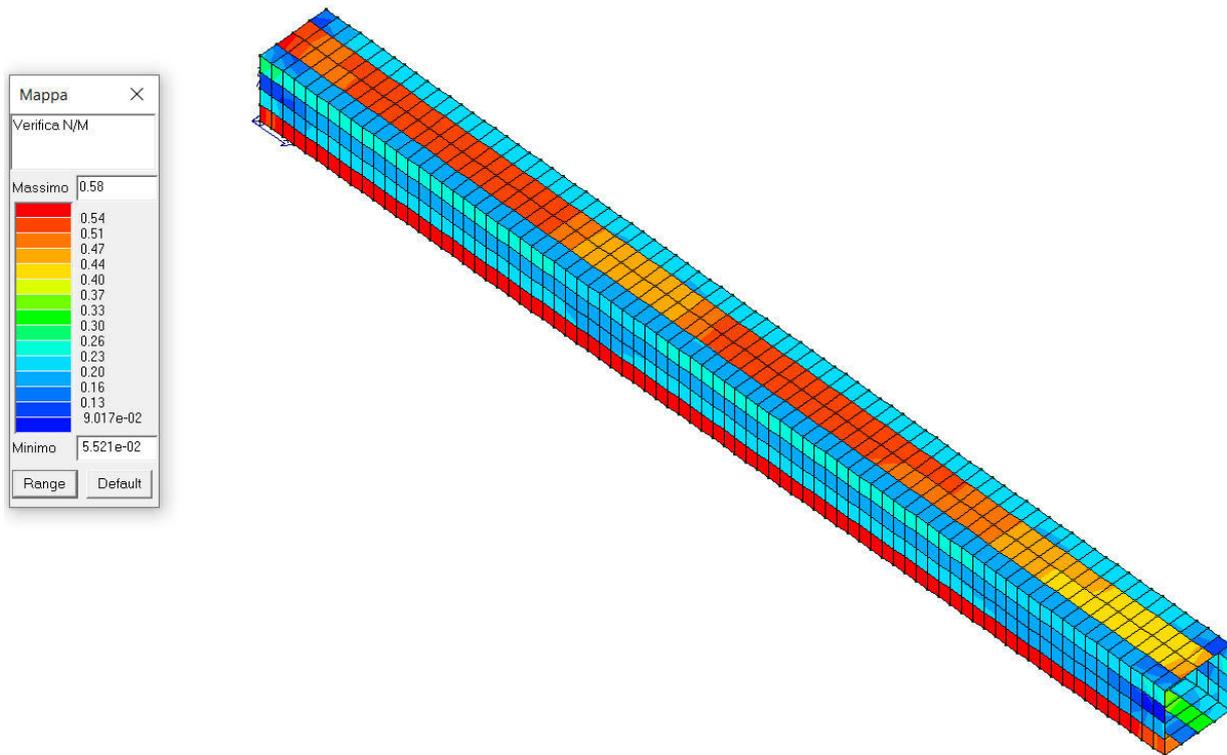
11.1.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

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

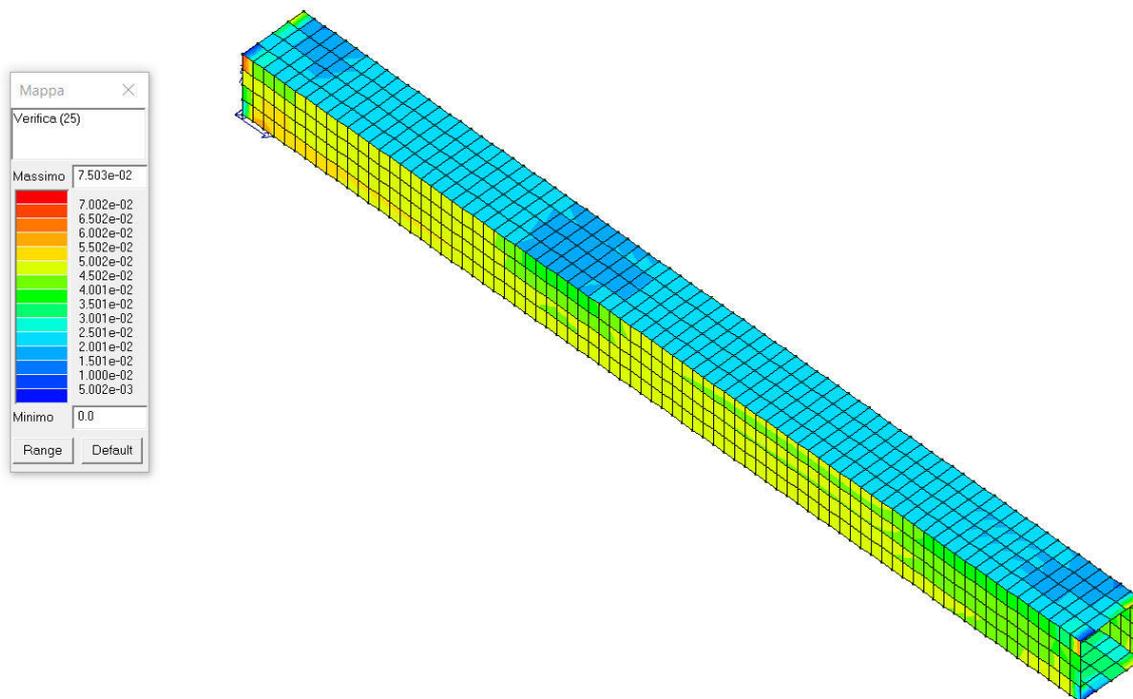
- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd
- Rapporto x/d (SLU): rapporto tra la posizione dell' asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in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

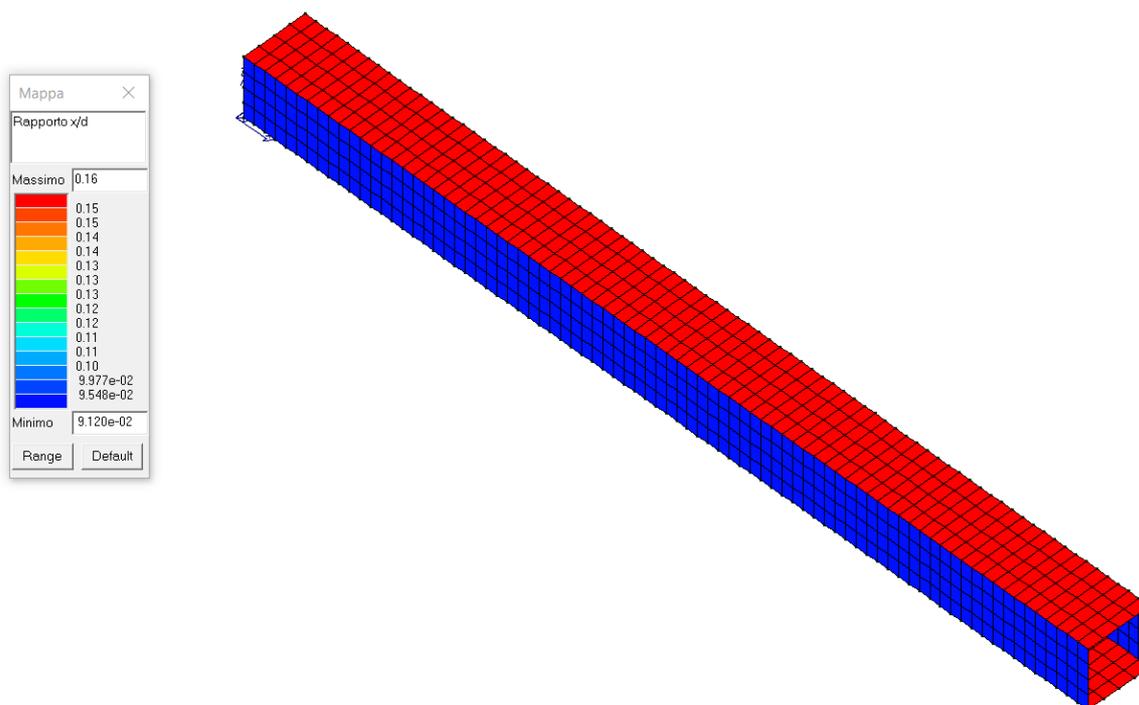
11.1.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



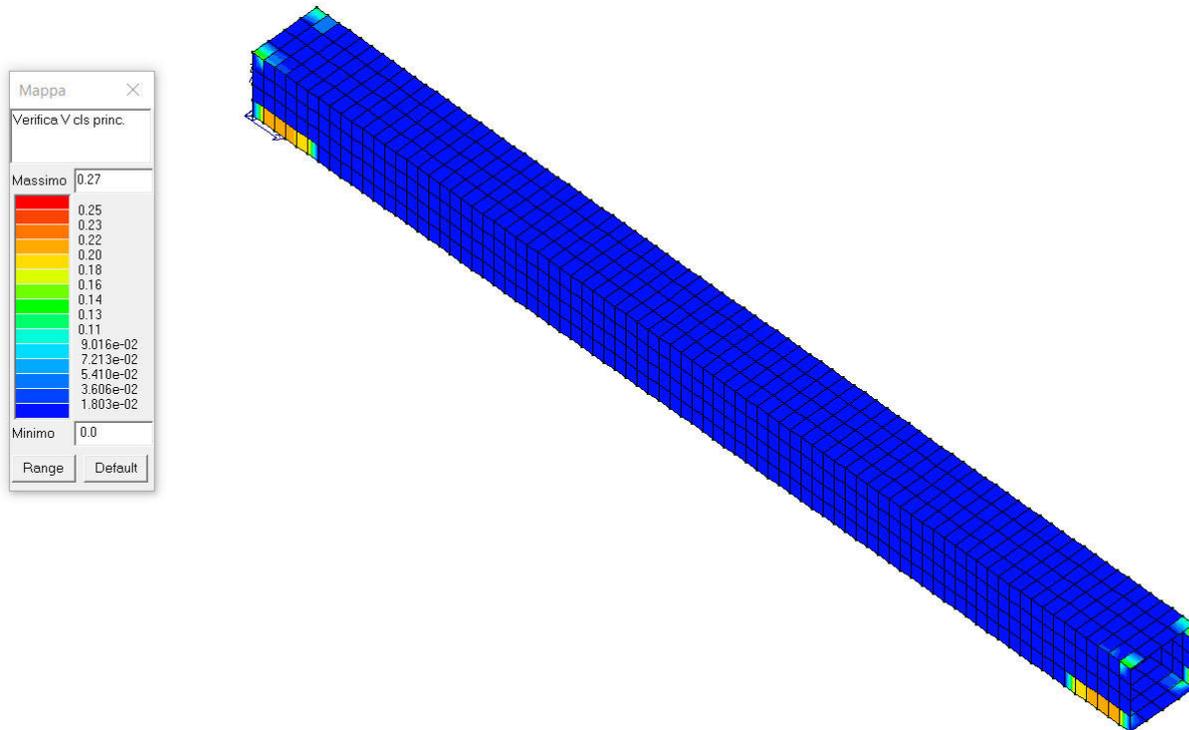
Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



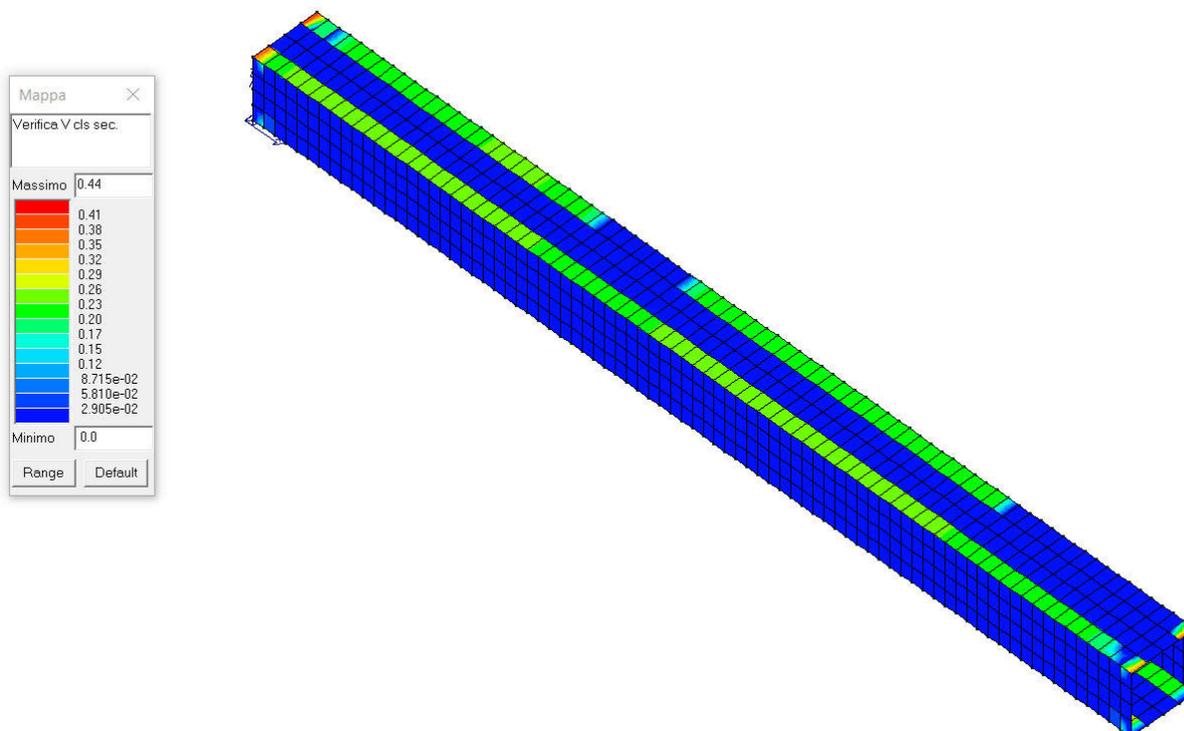
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di f_{cd}



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)



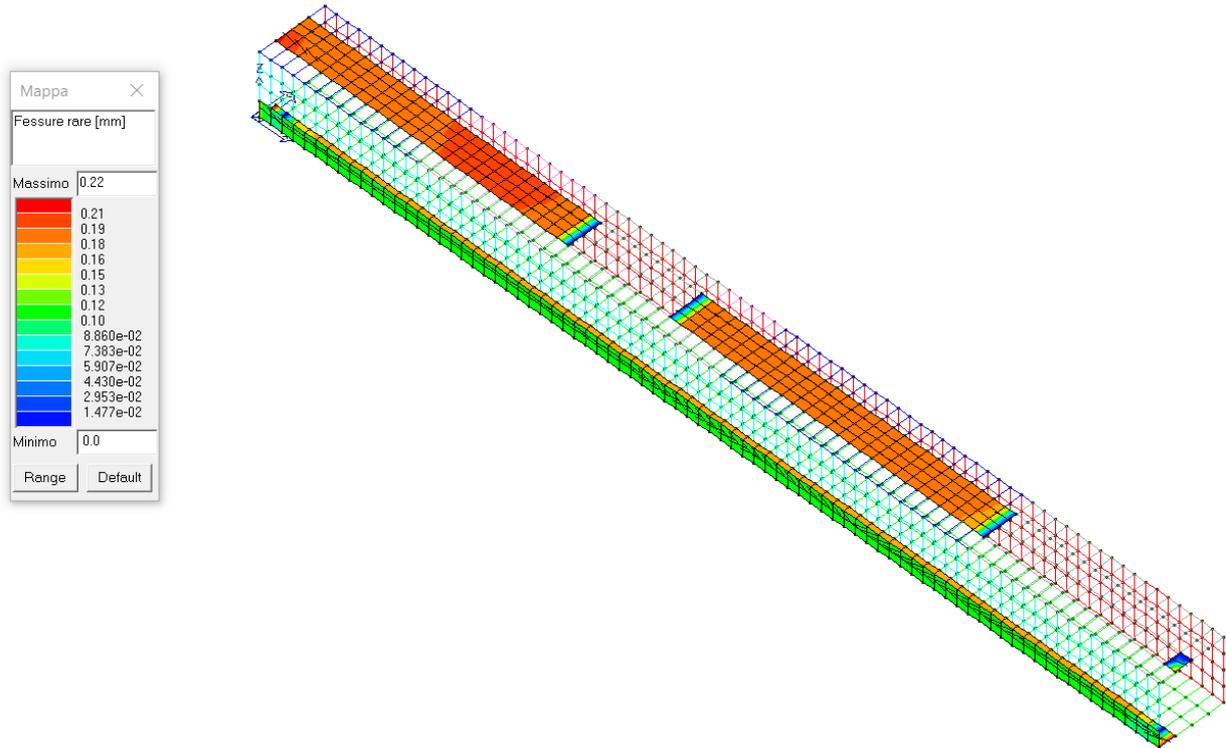
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



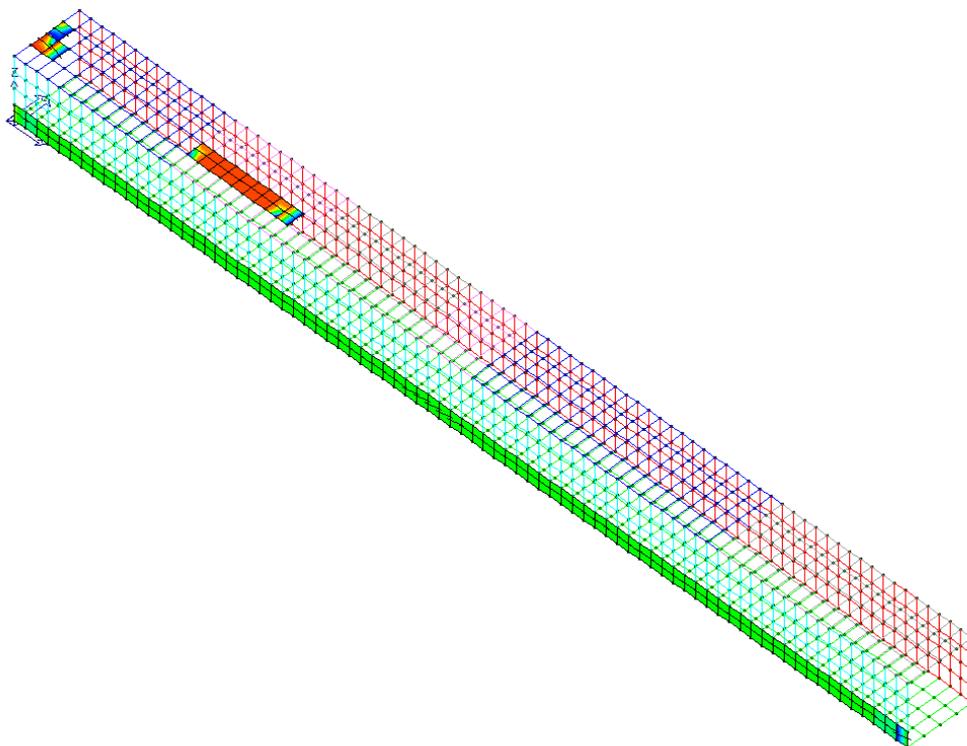
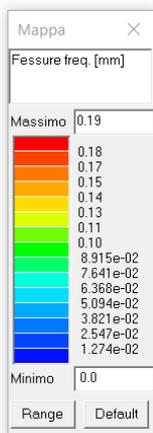
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.1.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

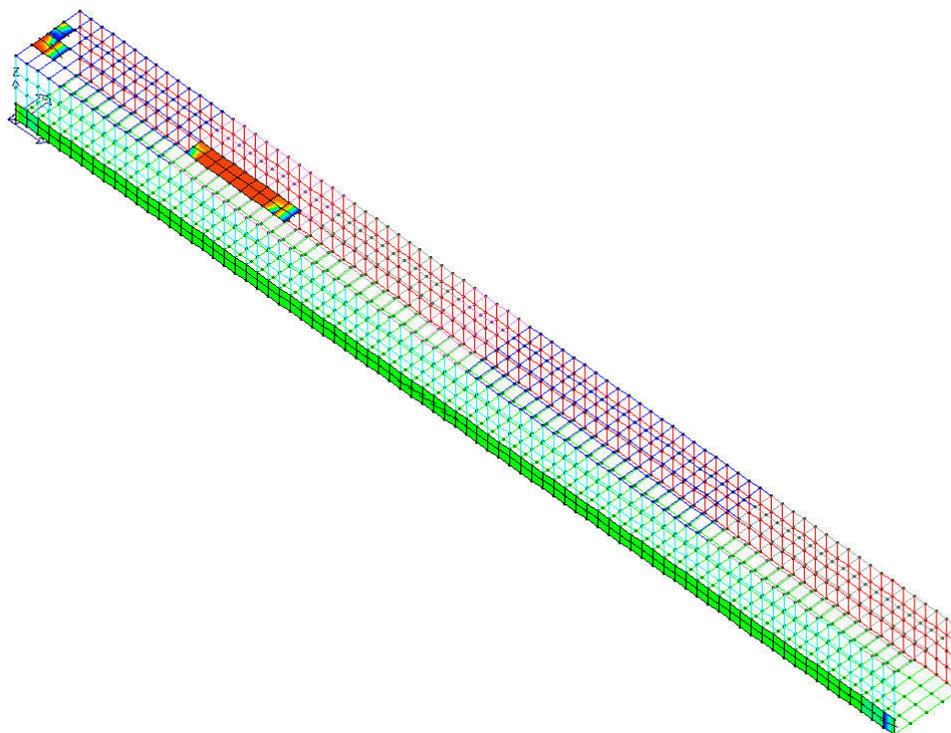
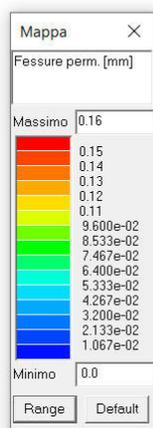
La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attive (a destra) – caso più gravoso.



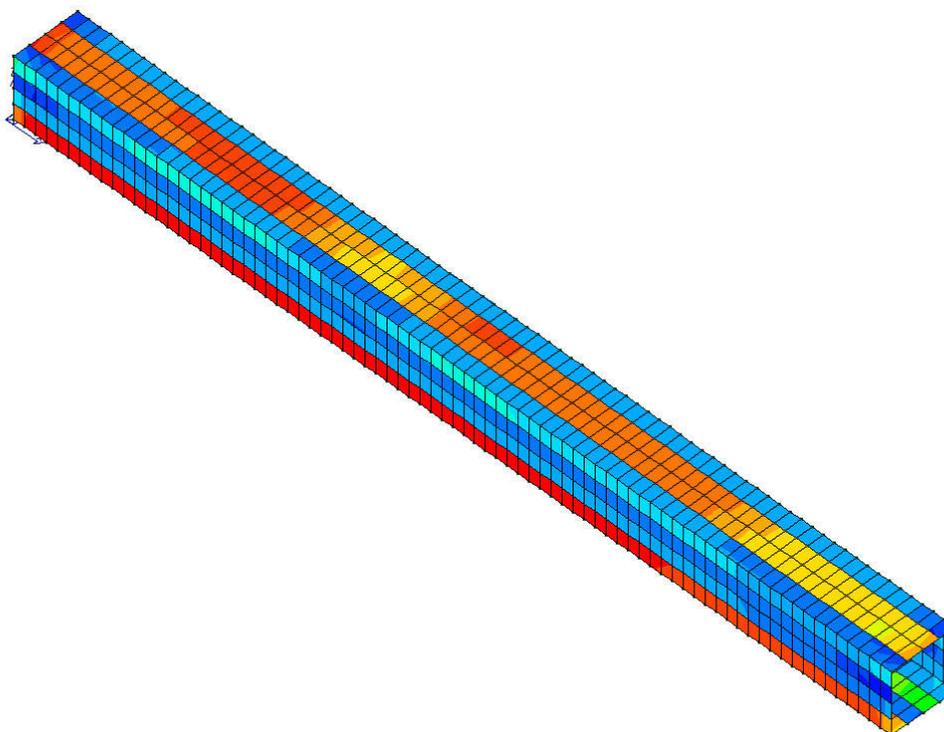
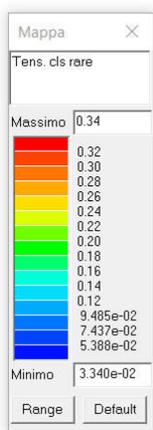
Fessure in mm (verificato se <0.4 mm) (SLE - rare)



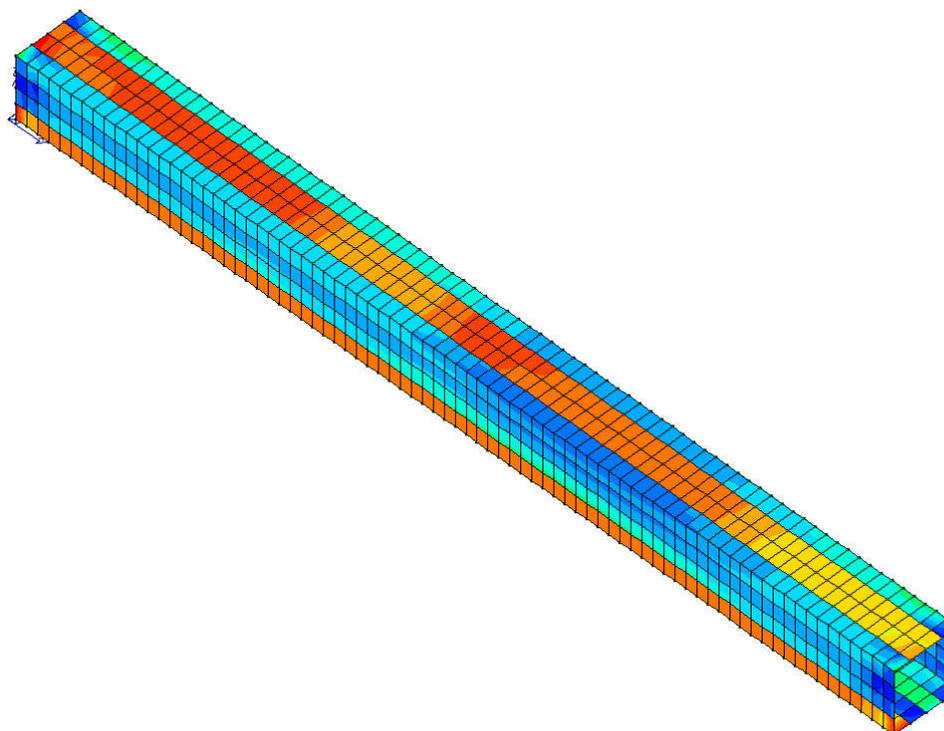
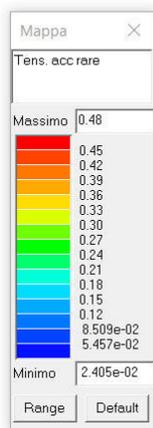
Fessure in mm (verificato se <0.3 mm) (SLE - frequenti)



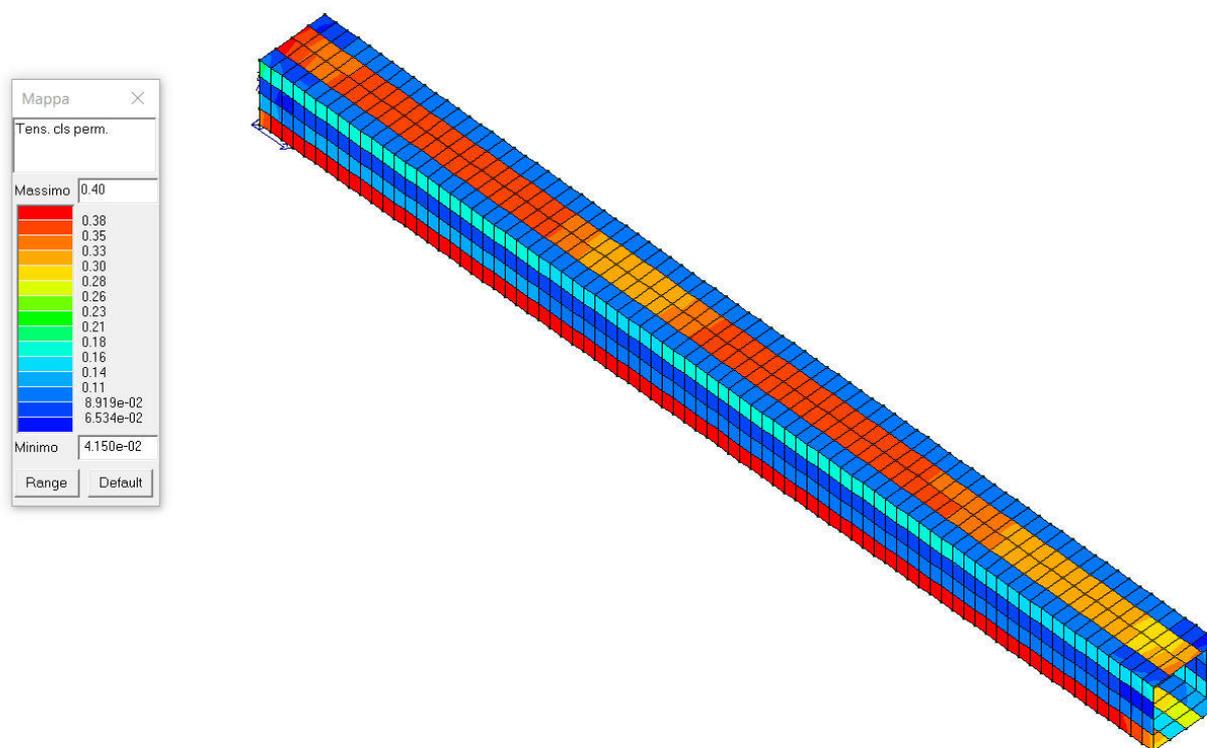
Fessure in mm (verificato se <0.2 mm) (SLE – quasi permanenti)



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)

11.1.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

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

11.1.8. VERIFICHE SUL TERRENO DI FONDAZIONE

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: 2.9 m

Lato maggiore L dell'impronta: 43.5 m

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 82.65 mq

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

Lato minore B effettivo: 3.3 m

Larghezza sottofondazione: 3.9 m

STRATIGRAFIA

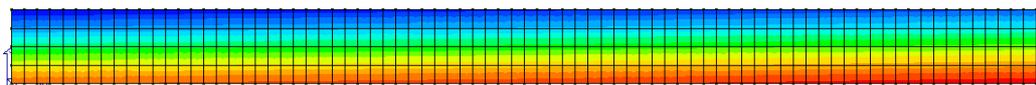
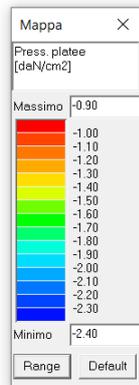
Numero strati: 8

Profondità falda: -2.83 m

Strato n. Neg.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito
1	da 0,0 a -100,0 cm	100,0 cm	007 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente
2	da -100,0 a -620,0 cm	420,0 cm	003 / Limo argilloso	Assente
3	da -620,0 a -1380,0 cm	760,0 cm	006 / Argilla marnosa	Assente
4	da -1380,0 a -1440,0 cm	60,0 cm	002 / Limo	Assente
5	da -1440,0 a -2090,0 cm	650,0 cm	005 / Roccia	Assente
6	da -2090,0 a -2200,0 cm	110,0 cm	002 / Limo	Assente
7	da -2200,0 a -2530,0 cm	330,0 cm	005 / Roccia	Assente
8	da -2530,0 a -2660,0 cm	130,0 cm	004 / Argilla dura	Assente

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).



Macro platea: 1

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.3800 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.8250 + 0.1652 + 0.0000 + 0.0450

Qmax / Qlim = 2.4196 / 2.2287 = **1.086 N.V.** (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 360600.3 / 844593.1 = 0,427 Ok (Cmb. n. 002)

TL / TLLim = 0.0 / 842780.0 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

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
001	SLU GEO	No	0.000	43.711	0.0	0.0	-2101569.0	-1.6817	-1.9287
002	SLU GEO	No	23.710	43.711	360600.3	0.0	-2101568.0	-0.8967	-2.7196

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

Considerando la base effettiva del contatto terreno-struttura dovuta alla presenza di magrone di sottofondazione si una una larghezza di scarico di $3.3+0.6 = 3.9$ m (30 cm da ambio i lati):

$$Q_{max} / Q_{lim} = 1.086 * 3.3/3.9 = 0.919$$

Il coefficiente di sicurezza risulta **1.09**

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	17.085	-96.654	155995.1	0.0	-892971.6	-0.3163	-1.6552

Cedimento massimo = -2.029 cm in Cmb n. 008

Cedimento minimo = -0.238 cm in Cmb n. 008

Il cedimento risulta accettabile.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

10.5 Verifiche elementi TM_AP_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	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
PIEDRITTO DESTRO	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA SUPERIORE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm

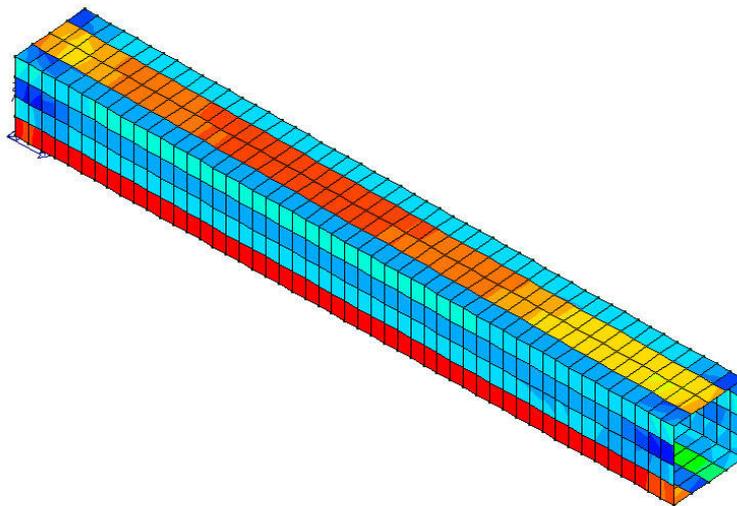
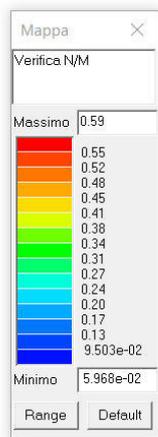
11.1.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

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

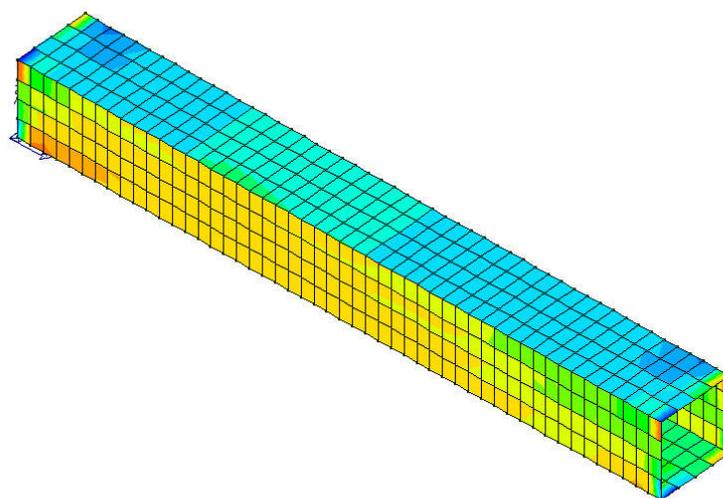
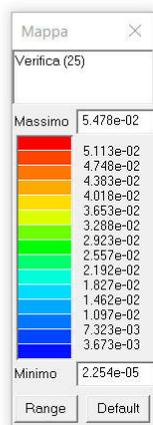
- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd
- Rapporto x/d (SLU): rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in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

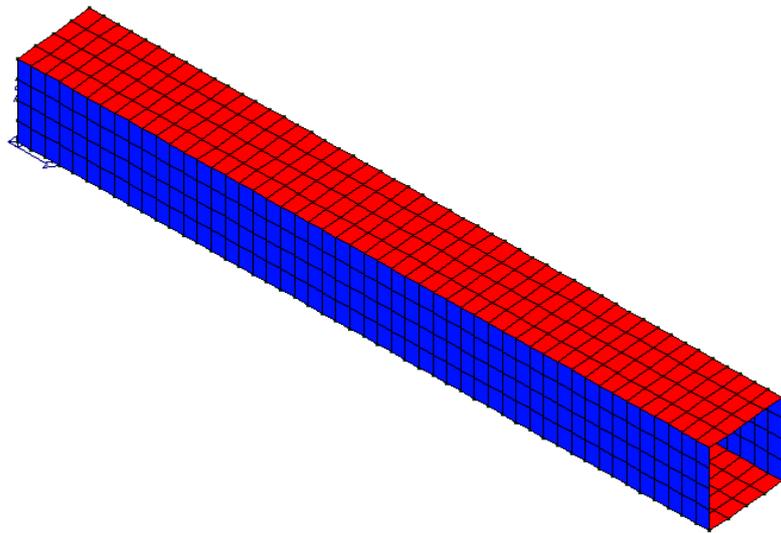
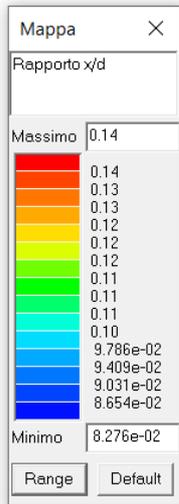
11.1.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



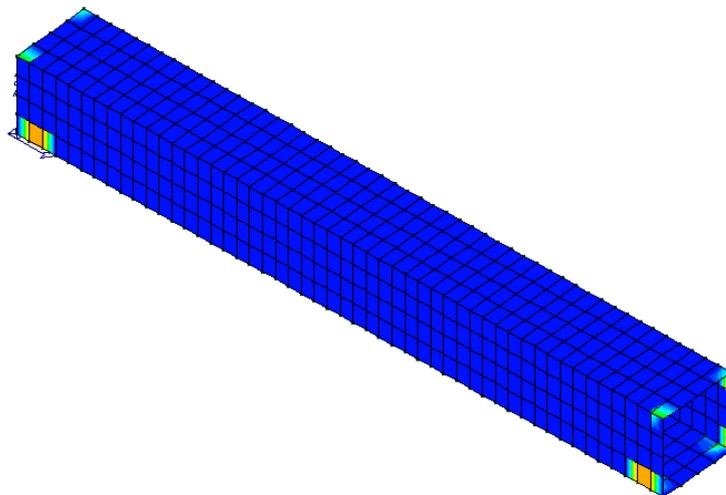
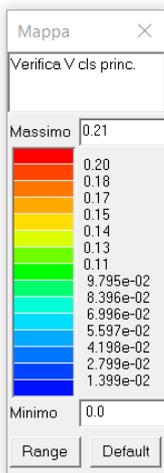
Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



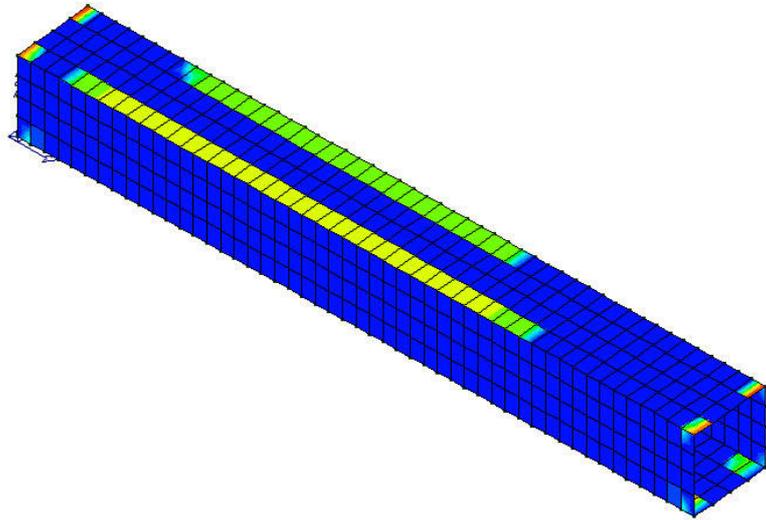
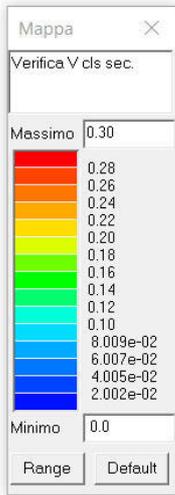
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd



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)



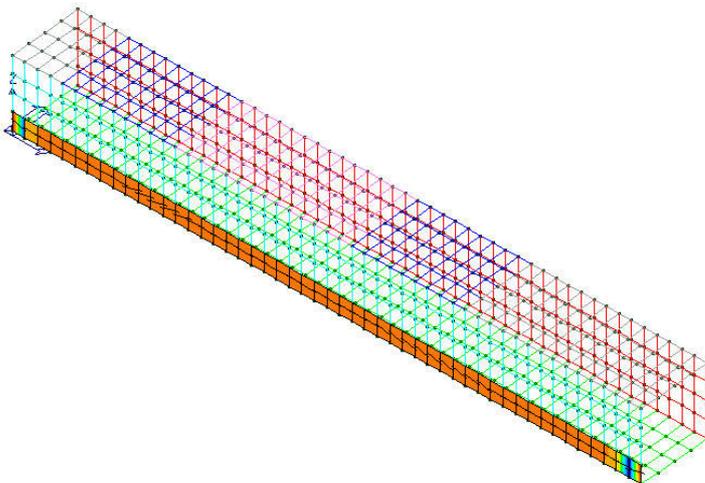
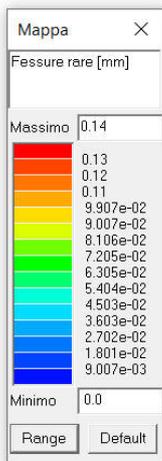
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



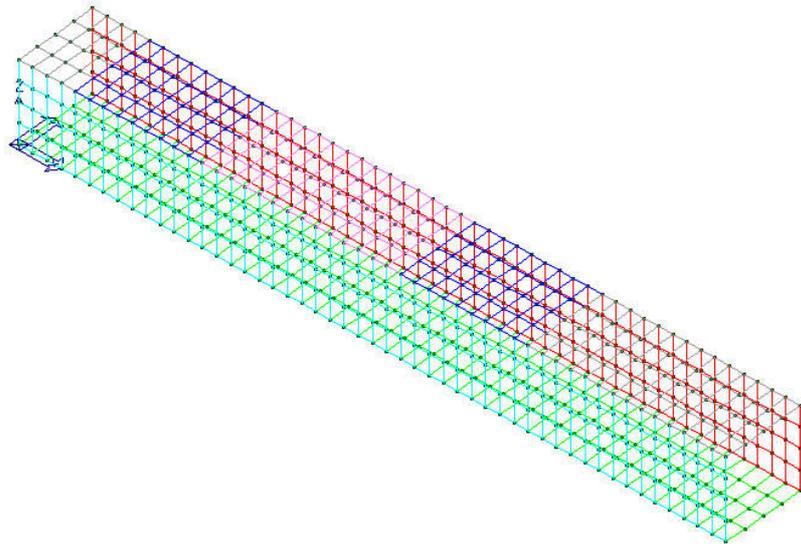
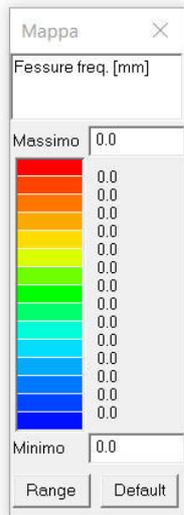
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.1.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

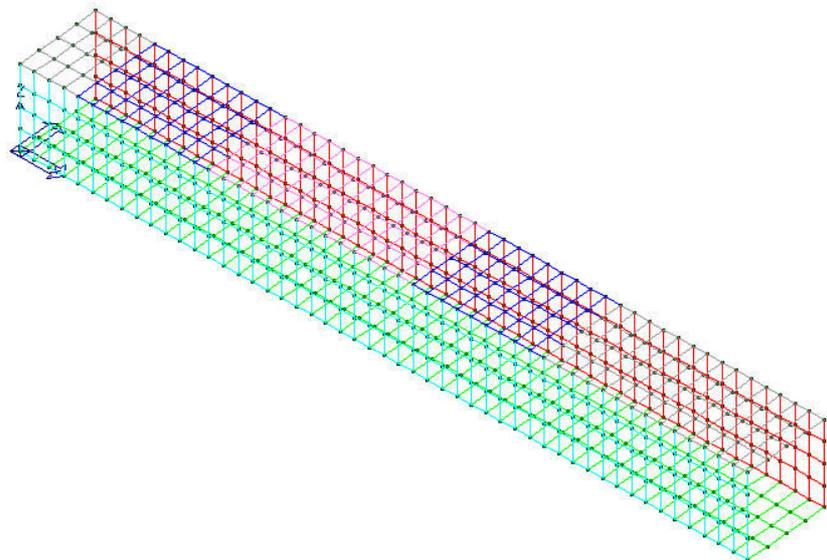
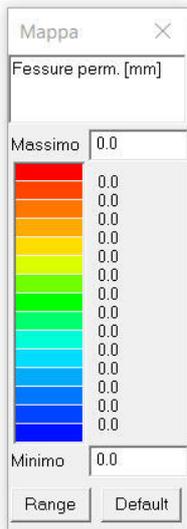
La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito, vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attive (a destra) – caso più gravoso.



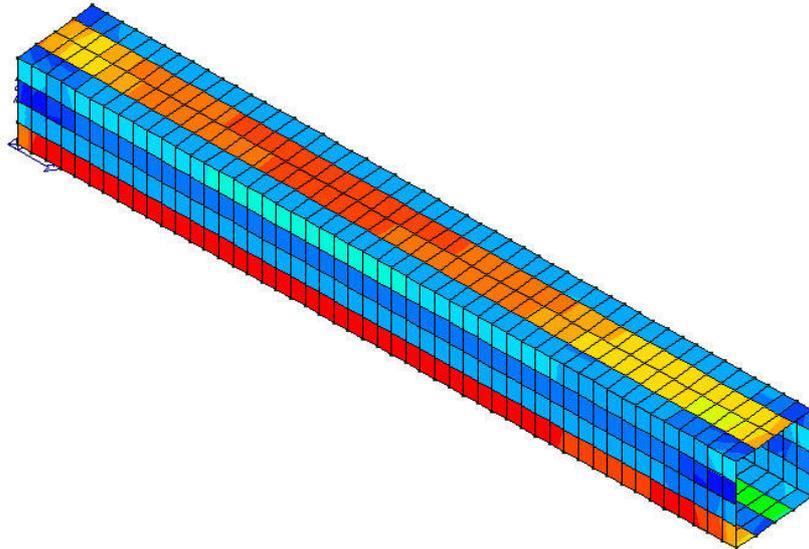
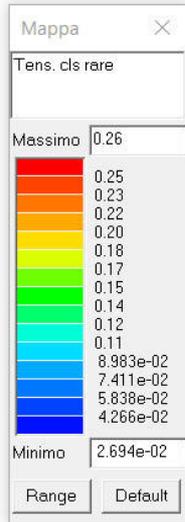
Fessure in mm (verificato se <0.4 mm) (SLE - rare)



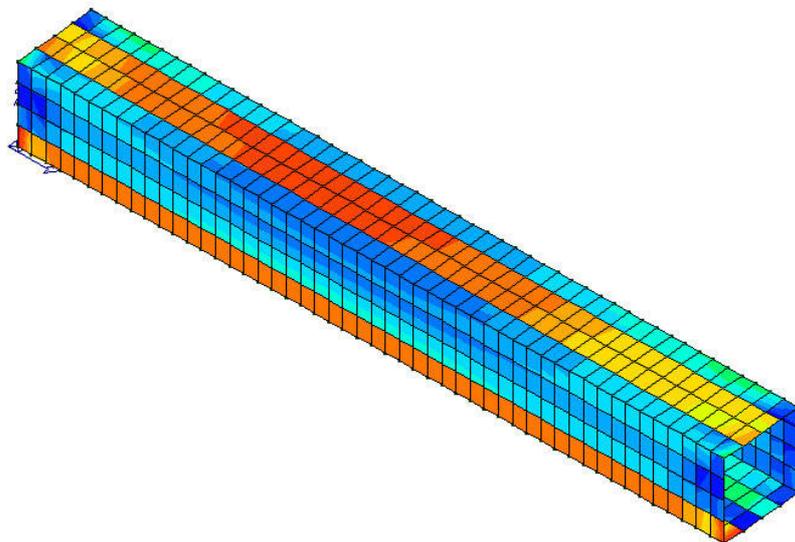
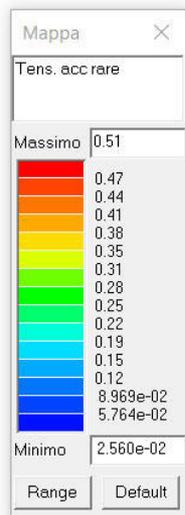
Fessure in mm (verificato se <0.3 mm) (SLE - frequenti)



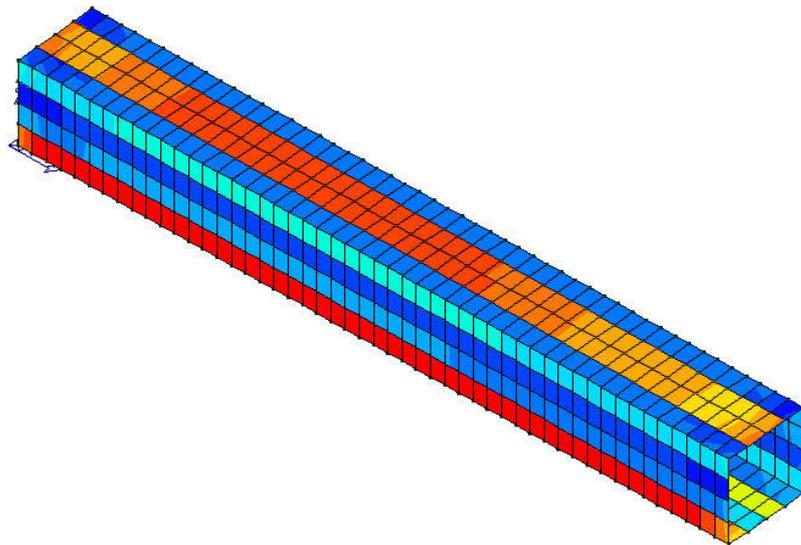
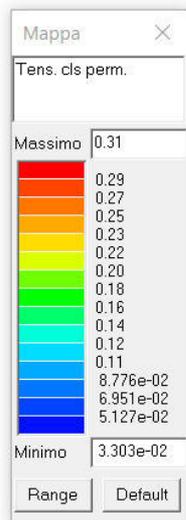
Fessure in mm (verificato se <0.2 mm) (SLE – quasi permanenti)



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)

11.1.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

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

11.1.8. VERIFICHE SUL TERRENO DI FONDAZIONE

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: 2.9 m

Lato maggiore L dell'impronta: 25 m

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 72.5 mq

Lato minore B effettivo: 3.3 m

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

Larghezza sottofondazione: 3.9 m

STRATIGRAFIA

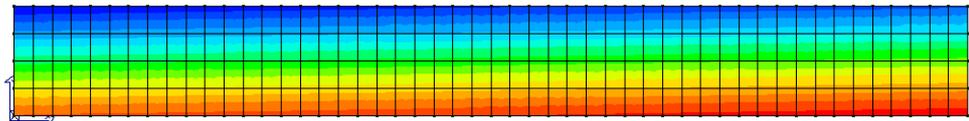
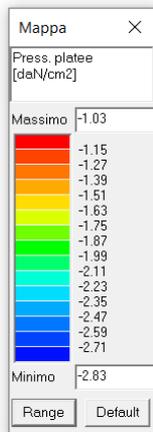
Numero strati: 7

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	AttritoNeg.
1	da 0,0 a -130,0 cm	130,0 cm	006 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente
2	da -130,0 a -200,0 cm	70,0 cm	006 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente
3	da -200,0 a -220,0 cm	20,0 cm	005 / Argilla marnosa	Assente
4	da -220,0 a -400,0 cm	180,0 cm	002 / Sabbia limosa compatta	Assente
5	da -400,0 a -450,0 cm	50,0 cm	005 / Argilla marnosa	Assente
6	da -450,0 a -1370,0 cm	920,0 cm	004 / Limo argilloso	Assente
7	da -1370,0 a -2340,0 cm	970,0 cm	005 / Argilla marnosa	Assente

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).



Macro platea: 1

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2470 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.3842 + 1.7924 + 0.0000

Qmax / Qlim = 2.8276 / 2.1767 = **1,299 N.V.** (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 225375.9 / 561613.4 = 0,401 Ok (Cmb. n. 002)

TL / TLlim = 0.0 / 560533.1 = 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 STR	No	0.000	23.676	0.0	0.0	-1397635.0	-1.8160	-2.0373
002	SLU STR	No	22.282	23.676	225375.9	0.0	-1397636.0	-1.0282	-2.8276

Considerando la base effettiva del contatto terreno-struttura dovuta alla presenza di magrone di sottofondazione si una una larghezza di scarico di $3.3+0.6 = 3.9$ m (30 cm da ambio i lati):

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA357	Relazione di calcolo	

$$Q_{max} / Q_{lim} = 1.299 * 2.9/3.9 = 0.966$$

Il coefficiente di sicurezza risulta **1.04**

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
004	SLE q.p.	No	21.029	17.863	164099.7	0.0	-1068709.0	-0.8410	-2.1079
008	SLE rare	No	21.394	22.732	173366.1	0.0	-1119720.0	-0.8525	-2.2367

Cedimento massimo = -4.009 cm in Cmb n. 008

Cedimento minimo = -0.726 cm in Cmb n. 004

Il cedimento risulta accettabile.

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

10.5 Verifiche del muro d'ala maggiormente sollecitato

Verifiche di stabilità dell'opera

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)

Spinta attiva $K_{AS} = 0.2993$

Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)

Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto

Spinta attiva $K_{AD} = 0.3661$

Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso

Spinta attiva $K_{AD} = 0.3597$

Coefficienti di spinta del terreno di valle

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)

Spinta passiva $K_{PS} = 7.3077$

Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)

Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto

Spinta passiva $K_{PD} = 2.7972$

Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso

Spinta passiva $K_{PD} = 2.8119$

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

Altezza di calcolo $H_t = 4.500$ m

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

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

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	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
2	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
3	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
4	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
5	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
6	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
7	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
8	0	0	0.000	0.000	-	-	-	-	0	0	0.000	0.000
9	0	0	0.000	0.000	5657	2558	2.250	1.600	5657	2558	2.250	1.600
10	0	0	0.000	0.000	3720	1682	2.250	1.600	3720	1682	2.250	1.600

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} =	4335 kg
Ordinata del punto di applicazione della forza	Y _I =	3.296 m
Componente verticale forza d'inerzia	F _{I,Y} =	±2167 kg
Ascissa del punto di applicazione della forza	X _I =	2.283 m

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

10.5.1 Verifica a schiacciamento

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 10.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 1)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kg]
Peso del muro (P_M)	13601
Peso del terreno a monte (P_{TM})	16427
Peso del terreno a valle (P_{TV})	1018
Peso dei sovraccarichi uniformi a monte (P_{SM})	60291
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	0
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	0
Carichi concentrati (C_C)	0
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	91338
Momento rispetto al piede di valle ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$)	194239.670 kg·m
Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$)	2.127 m
Eccentricità del carico ($e_N = L_{f1} / 2 - d_N $)	0.427 m
(Il punto di applicazione del carico è interno al terzo medio)	
Compressione all'estremo di valle (σ_v)	6640 kg/m ²
Compressione all'estremo di monte (σ_m)	47088 kg/m ²
Ampiezza della zona compressa (B_{comp})	3.400 m
Compressione limite (σ_L)	648312 kg/m ²

Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento

$$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 9.83426$$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

10.5.2 Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 10. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è $f_t = \tan(\varphi_f) / \gamma_\varphi = 0.57039$.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 9)

Descrizione carico	Forza ortogonale [kg]	Forza tangenziale [kg]
Peso del muro (P_M)	10462	0
Peso del terreno a monte (P_{TM})	12636	0
Peso del terreno a valle (P_{TV})	783	0
Peso dei sovraccarichi uniformi a monte (P_{SM})	25146	0
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	0	4335
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	2167	0
Carichi concentrati (C_C)	0	2100
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	0	5657
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	2558	0
Carico totale (Σ_{\perp} , Σ_{\parallel})	53753	12092

Risultante forza di coesione ($F_c = \frac{2}{3} \cdot (c'_f / \gamma_{c'}) \cdot B \cdot \gamma_G$) **37173**

(dove $B = 3.400$ m è la distanza tra i piedi di valle e di monte della fondazione)

30% Spinta passiva terreno di valle (S_P) **694**

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento **$C_{SCO} = [(\Sigma_{\perp} \cdot f_t + F_c + S_P) / R] / \Sigma_{\parallel} = 5.66711$**

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

10.5.3 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 10.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 9)

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)	10462	1.498	15673.747
Peso del terreno a monte (P_{TM})	12636	2.500	31590.005
Peso del terreno a valle (P_{TV})	783	0.436	341.752
Peso dei sovraccarichi uniformi a monte (P_{SM})	25146	2.500	62865.009
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	2167	2.283	4947.534
Carichi concentrati stabilizzanti (C_{CS})			0.000
Momento stabilizzante (M_{STAB})			115418.045
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,X}$)	-5657	2.250	-12729.168
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	2558	1.600	4092.775
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,X}$)	-4335	3.296	-14286.044
Carichi concentrati ribaltanti (C_{CR})			-7350.000
Momento ribaltante (M_{RIB})			-30272.438

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 3.81264$$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

10.5.4 Verifiche di resistenza delle armature

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).

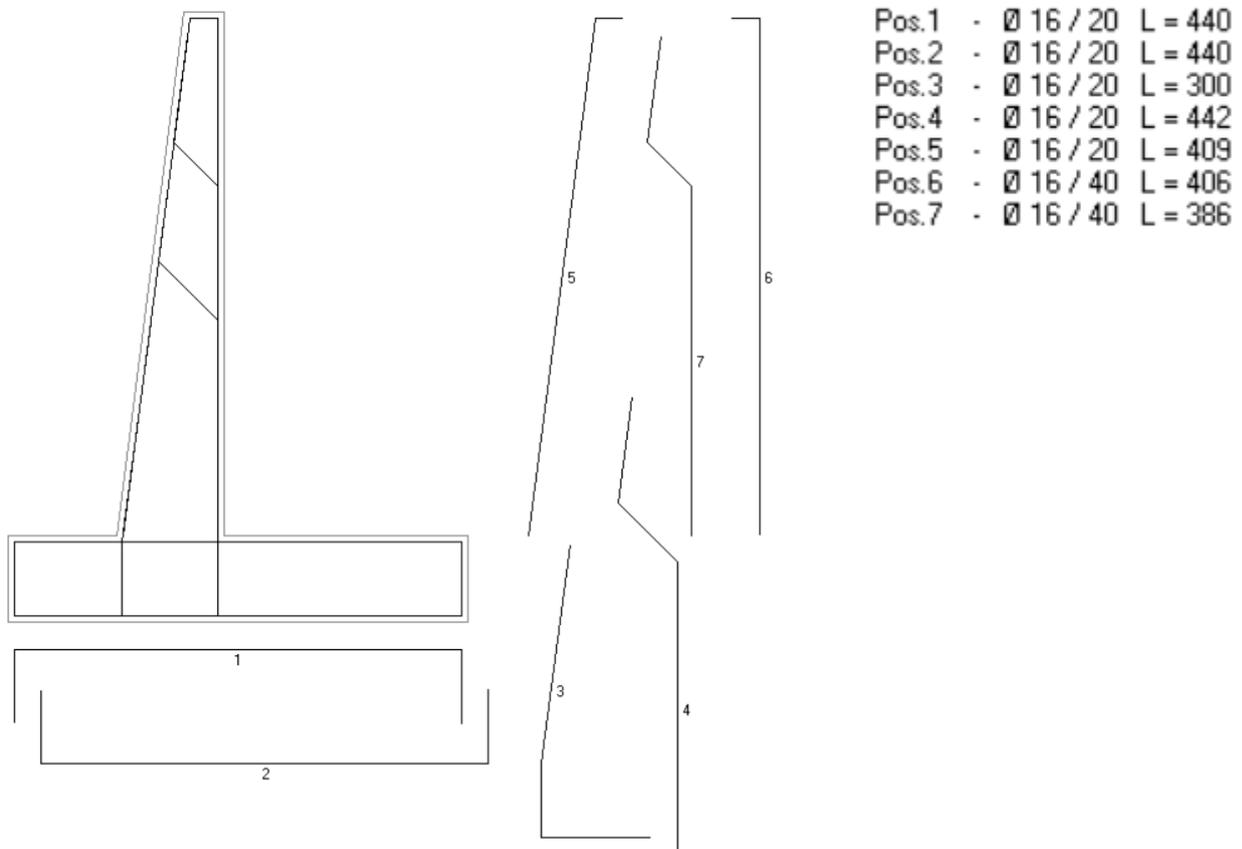
Entrambi i valori dei rapporti devono essere minori o uguali a 1 affinché la verifica sia superata.

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). Nella figura seguente vengono

riportate le armature di progetto. Per ciascuna posizione vengono indicati il diametro, il passo e la

lunghezza complessiva della barra.

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



S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

VERIFICA SEZIONI MENSOLA IN ELEVAZIONE

Sezione 1 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
2.600	100.0	46.7	(1 Ø 16 / 40 cm) 5.03	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 9)

Sforzo normale (N) [kg]	Sforzo di taglio (T) [kg]	Momento flettente (M) [kg•m]
1302	3964	1836.030

Rapporto $x/d = 0.10008$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.19528$**

Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.00257$**

Sezione 2 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
1.300	100.0	63.3 [(1 Ø 16 + 1 Ø 16) / 40 cm]	10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 9)

Sforzo normale (N) [kg]	Sforzo di taglio (T) [kg]	Momento flettente (M) [kg•m]
3170	6088	8502.197

Rapporto $x/d = 0.10232$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.34647$**

Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.00462$**

Sezione 3 (verificata)

Caratteristiche

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

Condizioni più gravose (Combinazione 9)

Sforzo normale (N) [kg]	Sforzo di taglio (T) [kg]	Momento flettente (M) [kg•m]
5603	8473	18375.624

Rapporto $x/d = 0.08802$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.57490$**

Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.00662$**

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]
1.200	100.0	65.0	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 9)

Compressione terreno estremo di valle $\sigma_v = 18776 \text{ kg/m}^2$

Compressione terreno all'incastro $\sigma_i = 16619 \text{ kg/m}^2$

Lunghezza zona compressa $L_c = 1.200 \text{ m}$

Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg·m]
Forza di compressione terreno	-21237	0.612	-13001.221
Peso della mensola	1300	0.800	1040.000
Inerzia verticale (terreno e cls)	58	0.800	46.722

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

19879 11914.498

Rapporto $x/d = 0.10103$

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.52608$**

SEZIONE D'INCASTRO MENSOLA DI FONDAZIONE A MONTE (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
2.200	100.0	65.0	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05	(1 Ø 16 / 20 cm) 10.05

Condizioni più gravose (Combinazione 9)

Compressione terreno estremo di monte $\sigma_m = 12664 \text{ kg/m}^2$

Compressione terreno all'incastro $\sigma_i = 16619 \text{ kg/m}^2$

Lunghezza zona compressa $L_c = 2.200 \text{ m}$

Descrizione carico	Forza [kg]	Braccio [m]	Momento [kg·m]
--------------------	------------	-------------	----------------

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		
CA357	Relazione di calcolo	

Forza di compressione terreno	-32212	1.050	-33837.597
Peso della mensola	2925	1.300	3802.501
Peso del terreno	12636	1.300	16426.804
Peso dei sovraccarichi	25146	1.300	32689.804
Inerzia verticale (terreno e cls)	1829	1.300	2377.391
Sforzo di taglio [kg]	-10324	Momento flettente [kg·m]	-21458.902
Rapporto x/d = 0.10103			

Verifica N/M

$S_d/S_u = 0.94751$

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	<i>Relazione di calcolo</i>	

INCIDENZA DELLE ARMATURE SUL VOLUME TOTALE

Considerando i risultati ottenuti in fase di progettazione si riassumono i valori approssimati di incidenza delle armature sul volume totale espressa in kg di acciaio su metri cubi di calcestruzzo:

TOMBINI

Nella tabella seguente si riportano per ciascun tombino i volumi di calcestruzzo e di armatura:

ID	L	B	H	t base	t piedritti	t soletta	Volume CLS	Volume Armatura Longitudinale	Volume Armatura Transversale
	m	m	m	m	m	m	mc	mc	mc
TM_AS_06	21,5	2	2	0,4	0,4	0,4	3,84	0,028501	0,032572
TM_AS_04	13,5	1,5	2,5	0,4	0,4	0,4	3,84	0,028501	0,032572
TM_AP_03	43,5	1,5	1,5	0,5	0,4	0,4	3,27	0,02392	0,028246
TM_AS_03	40,0	2,5	2,5	0,4	0,4	0,4	4,64	0,03359	0,037661
TM_AP_01	25,0	2,5	2,5	0,4	0,4	0,4	4,64	0,03359	0,037661

MURI DI SOSTEGNO

Considerando una lunghezza unitaria di 1 m si ha un volume complessivo di calcestruzzo pari a 4.63 mc. Il peso delle armature viene valutato come segue

ARMATURE LONGITUDINALI						
POS	DIAM	PASSO	AREA	LUNGHEZZA	n°	VOLUME
	mm	mm	mmq	mm		mc
1	16	200	201,0619	4400	5	0,004423
2	16	200	201,0619	4400	5	0,004423
3	16	200	201,0619	3000	5	0,003016
4	16	200	201,0619	4420	5	0,004443
5	16	200	201,0619	4090	5	0,004112
6	16	400	201,0619	4060	2,5	0,002041
7	16	400	201,0619	3860	2,5	0,00194
TOTALE [mc]						0,024399

ARMATURE TRANSVERSALI						
POS	DIAM	PASSO	AREA	LUNGHEZZA	n°	VOLUME
	mm	mm	mmq	mm		mc
BASE	10	200	78,53982	1000	41	0,00322

S.S. 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia Potenziamento – messa in sicurezza SS 131 dal km 202+000 al km 209+500 - (2° lotto)		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
CA357	Relazione di calcolo	

MENSOLA	10	200	78,53982	1000	50	0,003927
TOTALE [mc]						0,007147

Complessivamente si ottiene un volume di armatura per metro lineare pari a 0,0315 mc cui corrisponde un peso di 247,636 kg.

INCIDENZE

TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	INCIDENZA [kg acciaio / mc calcestruzzo]
TOMBINO TM_AS_06	124,85
TOMBINO TM_AS_04	124,85
TOMBINO TM_AP_03	198,64
TOMBINO TM_AS_03	120,54
TOMBINO TM_AP_01	120,54
MURI DI SOSTEGNO	53,53