

S.S. n.131 "Carlo Felice"
Completamento itinerario Sassari – Olbia

Potenziamento–Messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500

1° lotto (dal km 193 al km 199)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA349

PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)

RESPONSABILI D'AREA:

Responsabile Tracciato stradale: *Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)*

Responsabile Strutture: *Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)*

Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: *Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)*

Responsabile Ambiente: *Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)*

GEOLOGO:

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

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		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	CA349_P00TM00STRRE01_A			
DPCA0349	D 20	CODICE ELAB.	P00TM00STRRE01	A	VARIE
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	NOV.2020	A. CECCOTTI	M.A. CUCCARO	G. PIAZZA
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1.	PREMESSE.....	6
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	16
2.1	Legislazione di carattere generale.....	16
2.2	Norme UNI.....	16
2.3	Norme emanate dal C.N.R.....	17
2.4	Bibliografia.....	17
3.	PROGRAMMA PER L'ANALISI AUTOMATICA.....	17
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	17
4.1	Calcestruzzo magro per sottofondazioni.....	19
4.2	Acciaio ordinario per armatura lenta B 450C.....	19
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	19
6.	AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	21
6.1	Parametri sismici.....	21
6.2	Analisi pseudostatiche.....	23
7.	CRITERI DI VERIFICA.....	24
7.1	Stato limite ultimo.....	24
7.1.1	Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione.....	24
7.1.2	Verifica per sollecitazioni taglianti.....	24
7.2	Stato limite d'esercizio.....	26
7.2.1	Valutazione della distanza media fra le fessure.....	27
7.2.2	Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura.....	29
7.2.3	Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio di calcolo).....	30
7.2.4	Ampiezza delle fessure.....	30
7.3	Metodologia per il calcolo dei muri.....	31
7.4	Verifiche geotecniche.....	32
7.4.1	Verifiche a ribaltamento.....	32
7.4.2	Verifiche a scorrimento.....	32

7.4.3	<i>Verifiche di capacità portante della fondazione</i>	33
8.	COMBINAZIONI DI CARICO	37
8.1	Combinazioni per la verifica allo SLU	37
9.	ANALISI DEI CARICHI	39
9.1	TM_AP_01 – SEZIONE SCATOLARE 200x200 CM	41
9.1.1	<i>Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati</i>	41
9.1.2	<i>Spinta delle terre</i>	42
9.1.3	<i>Carichi veicolari sulla soletta superiore</i>	43
9.1.4	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 45	
9.1.5	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 45	
9.1.6	<i>Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali</i>	48
9.1.7	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)</i>	48
9.1.8	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)</i>	49
9.1.9	<i>Definizione dei carichi di progetto</i>	52
9.1.10	<i>Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione</i>	53
9.1.11	<i>Carico da frenatura</i>	53
9.1.12	<i>Azione termica</i>	54
9.1.13	<i>Ritiro</i>	54
9.2	TM_AP_02– SEZIONE SCATOLARE 200x200 CM	56
9.2.1	<i>Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati</i>	57
9.2.2	<i>Spinta delle terre</i>	58
9.2.3	<i>Carichi veicolari sulla soletta superiore</i>	59
9.2.4	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 60	
9.2.5	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i> 61	
9.2.6	<i>Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali</i>	64
9.2.7	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)</i>	64
9.2.8	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)</i>	65
9.2.9	<i>Definizione dei carichi di progetto</i>	67
9.2.10	<i>Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione</i>	69
9.2.11	<i>Carico da frenatura</i>	69
9.2.12	<i>Azione termica</i>	70

9.2.13 Ritiro.....	70
9.3 TM_AP_03– SEZIONE SCATOLARE 250x250 CM	72
9.3.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati	73
9.3.2 Spinta delle terre	74
9.3.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore.....	74
9.3.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all’asse della strada) 76	
9.3.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all’asse della strada) 76	
9.3.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali.....	79
9.3.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all’asse stradale)80	
9.3.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all’asse stradale)80	
9.3.9 Definizione dei carichi di progetto	83
9.3.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione.....	84
9.3.11 Carico da frenatura.....	84
9.3.12 Azione termica.....	85
9.3.13 Ritiro.....	85
9.4 TM_AS_02_01– SEZIONE SCATOLARE 300x500 CM.....	87
9.4.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati	89
9.4.2 Spinta delle terre	89
9.4.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore.....	90
9.4.4 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all’asse della strada) 91	
9.4.5 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all’asse della strada) 92	
9.4.6 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali.....	95
9.4.7 Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all’asse stradale)95	
9.4.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all’asse stradale)96	
9.4.9 Definizione dei carichi di progetto	99
9.4.10 Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione.....	100
9.4.11 Carico da frenatura.....	100
9.4.12 Azione termica.....	101
9.4.13 Ritiro.....	101
9.5 TM_AS_03_02– SEZIONE SCATOLARE 450x300 CM.....	103
9.5.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati	105
9.5.2 Spinta delle terre	105
9.5.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore.....	106

9.5.4	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i>	
	107	
9.5.5	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i>	
	108	
9.5.6	<i>Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali</i>	111
9.5.7	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)</i>	111
9.5.8	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)</i>	112
9.5.9	<i>Definizione dei carichi di progetto</i>	115
9.5.10	<i>Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione</i>	116
9.5.11	<i>Carico da frenatura</i>	116
9.5.12	<i>Azione termica</i>	117
9.5.13	<i>Ritiro</i>	117
9.6	TM_AS_04– SEZIONE SCATOLARE 250x200 CM	119
9.6.1	<i>Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati</i>	120
9.6.2	<i>Spinta delle terre</i>	121
9.6.3	<i>Sovraccarichi sulla soletta superiore</i>	122
9.6.4	<i>Diffusione del sovraccarico in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i>	123
9.6.5	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i>	124
9.6.6	<i>Diffusione del sovraccarico in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)</i>	125
9.6.7	<i>Diffusione del sovraccarico in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)</i>	125
9.6.8	<i>Definizione dei carichi di progetto</i>	126
9.6.9	<i>Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione</i>	127
9.6.10	<i>Azione termica</i>	127
9.6.11	<i>Ritiro</i>	127
9.7	TM_SV02_11– SEZIONE SCATOLARE 200x250 CM	129
9.7.1	<i>Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati</i>	130
9.7.2	<i>Spinta delle terre</i>	131
9.7.3	<i>Carichi veicolari sulla soletta superiore</i>	132
9.7.4	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i>	133
9.7.5	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)</i>	134
9.7.6	<i>Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali</i>	137
9.7.7	<i>Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)</i>	137
9.7.8	<i>Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)</i>	138

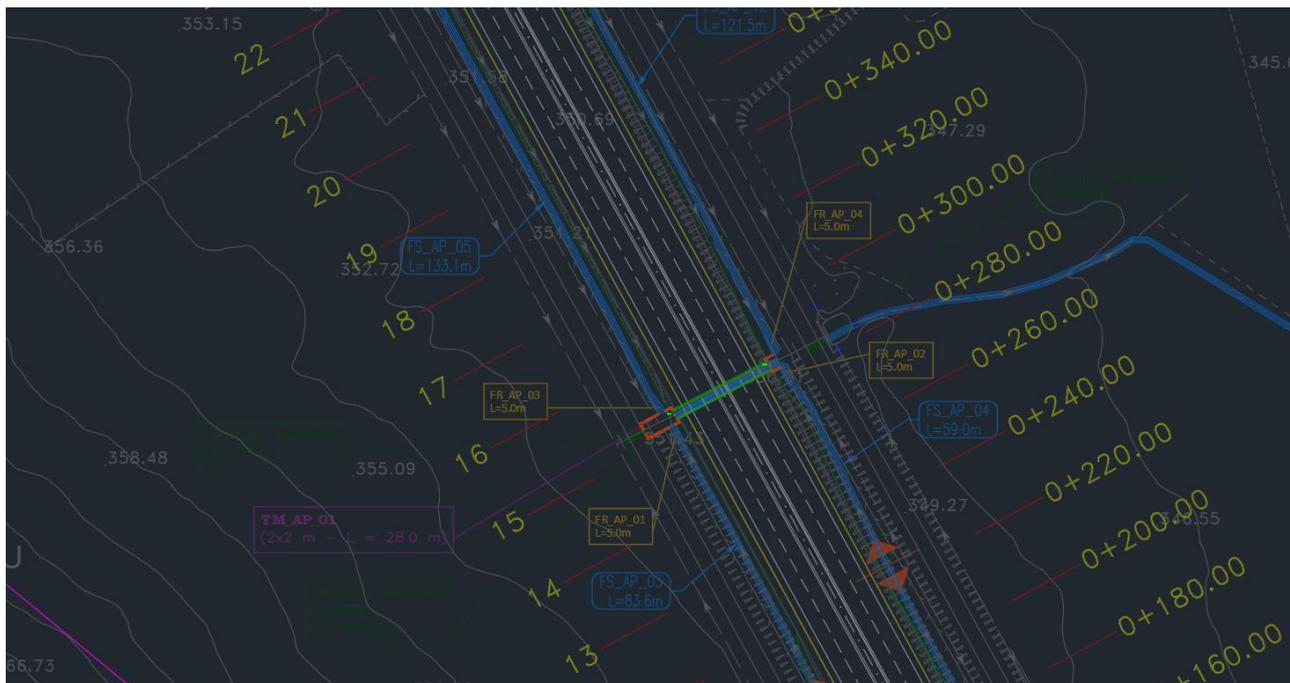
9.7.9	Definizione dei carichi di progetto	141
9.7.10	Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione.....	142
9.7.11	Carico da frenatura.....	142
9.7.12	Azione termica.....	143
9.7.13	Ritiro.....	143
10.	ANALISI E VERIFICA DEI MURI DI IMBOCCO	145
10.1	Descrizione della normativa e del metodo di calcolo	146
10.2	Descrizione del metodo di calcolo delle spinte.....	147
10.3	Descrizione del metodo di calcolo della portanza	149
11.	ALLEGATI.....	151
11.1	Verifiche elementi TM_AP_01	151
11.2	Verifiche elementi TM_AP_02.....	160
11.3	Verifiche elementi TM_AP_03.....	171
11.4	Verifiche elementi TM_AS_02_01	179
11.5	Verifiche elementi TM_AS_03_02.....	185
11.6	Verifiche elementi TM_AS_04.....	194
11.7	Verifiche elementi TM_SV02_11	201
11.5	Verifiche del muro d'ala maggiormente sollecitato	210
11.5.1	Tensioni trasmesse sul terreno.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
11.5.2	Verifica allo scorrimento sul piano di posa.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
11.5.3	Verifica a ribaltamento	Errore. Il segnalibro non è definito.
11.5.4	Verifica di resistenza sezione di base del paramento verticale	Errore. Il segnalibro non è definito.
12.	INCIDENZA DELLE ARMATURE SUL VOLUME TOTALE	210

1. PREMESSE

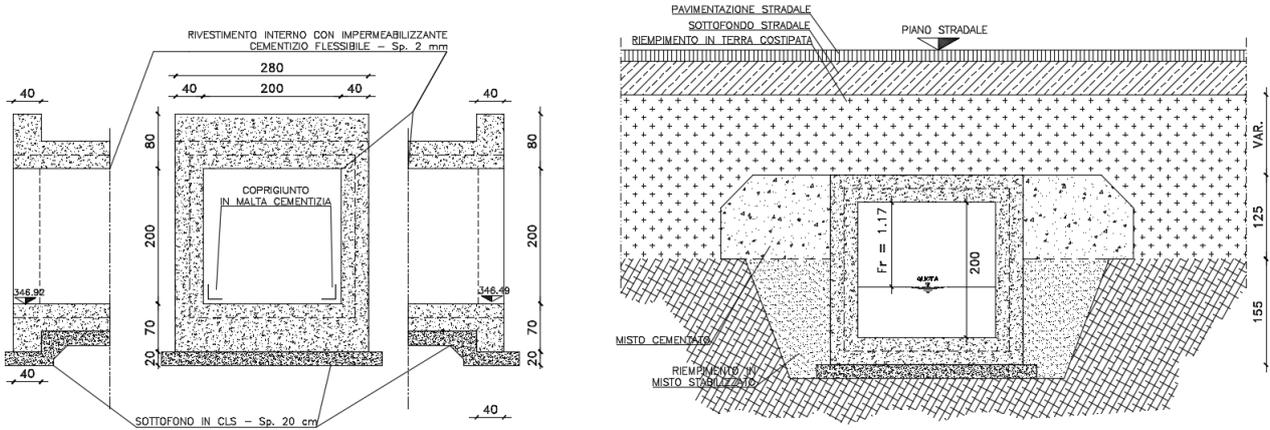
La presente relazione di calcolo riporta e commenta i dati ed i risultati relativi alle analisi strutturali dei Sottovia da realizzarsi nell'ambito dei lavori di "completamento itinerario Sassari – Olbia – SS n: 131 Carlo Felice – potenziamento-messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 – 1° lotto dal km 192+500 a km 198+500".

Le sezioni considerate al fine di realizzare i sottovia hanno dimensioni interne da 200x200cm, 250x250cm, 300x450cm e 300x500cm, a cui caso per caso andranno sommati gli spessori delle sezioni in cemento armato.

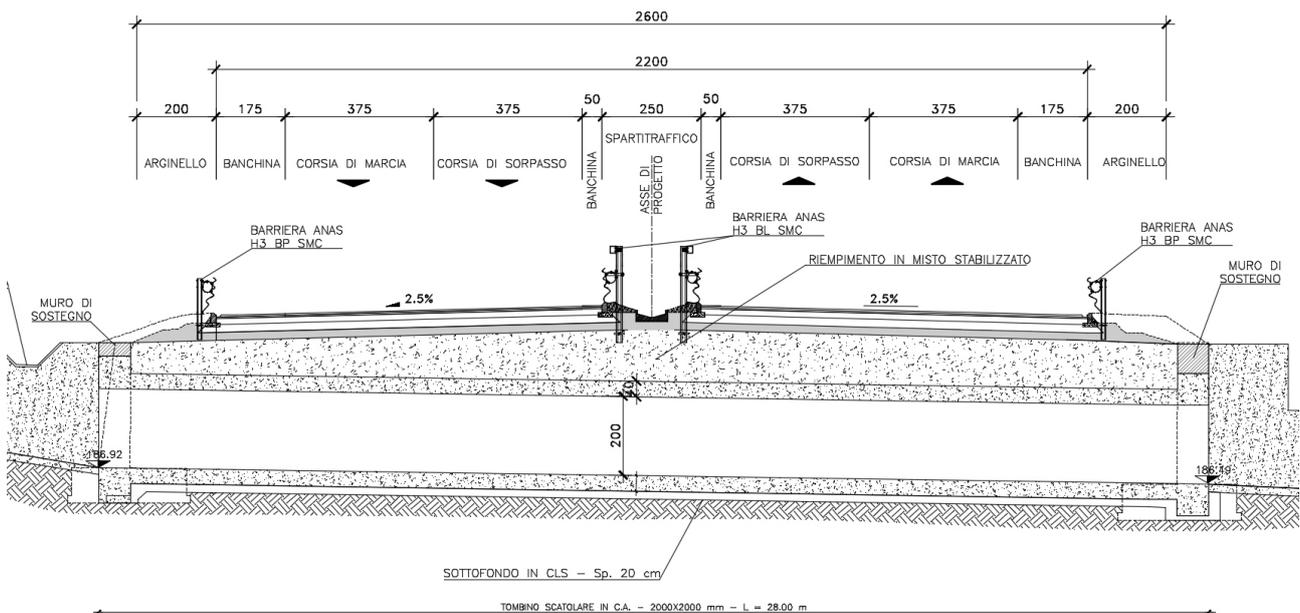
Si riportano di seguito alcuni schemi indicativi della geometria dell'opera in oggetto, rimandando agli elaborati grafici progettuali per i dettagli.



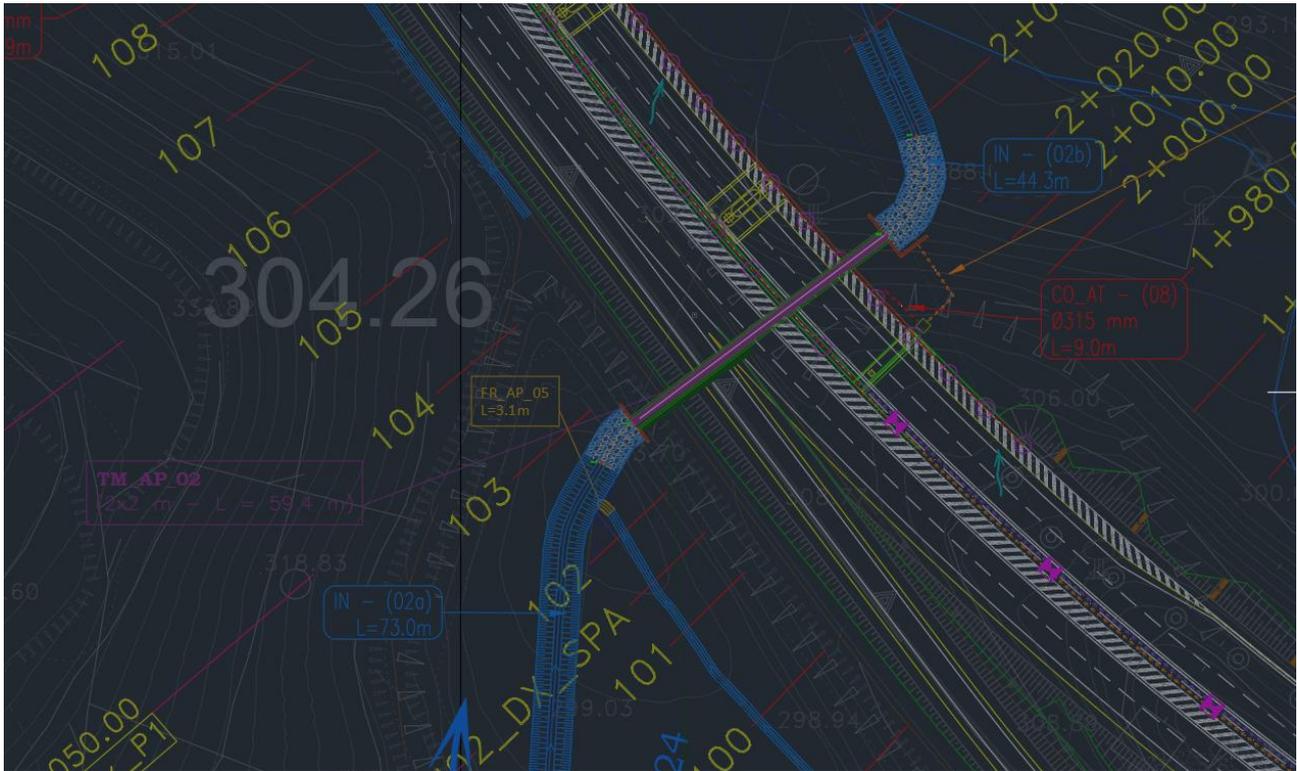
Pianta scatolare tipo TM_AP_01



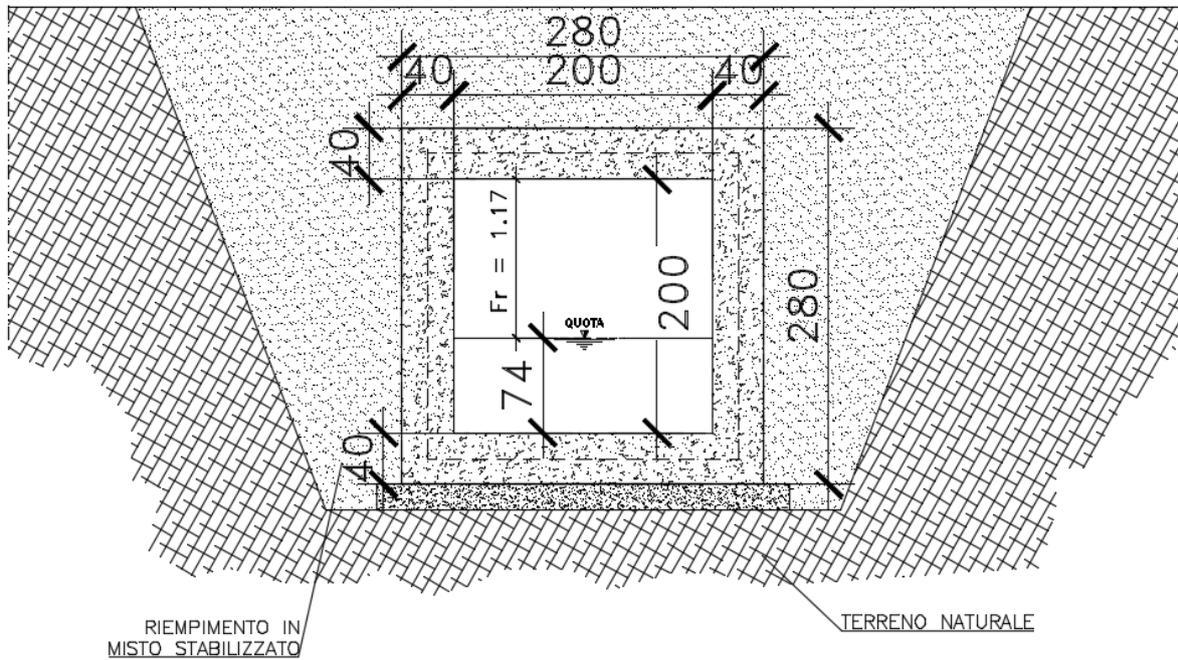
Sezione trasversale scatolare tipo TM_AP_01



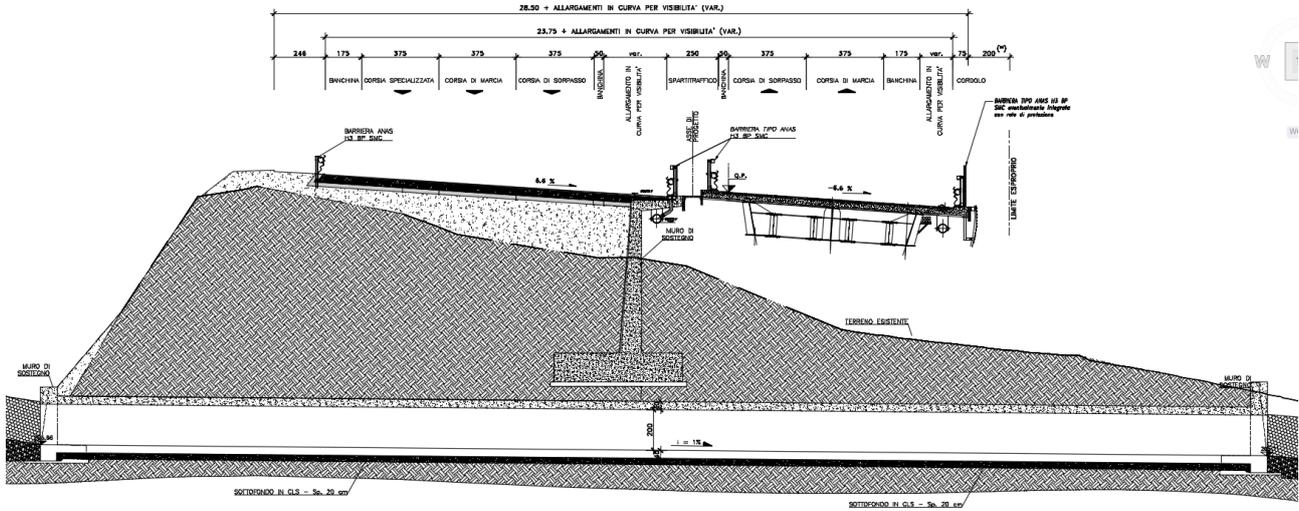
Sezione longitudinale scatolare tipo TM_AP_01



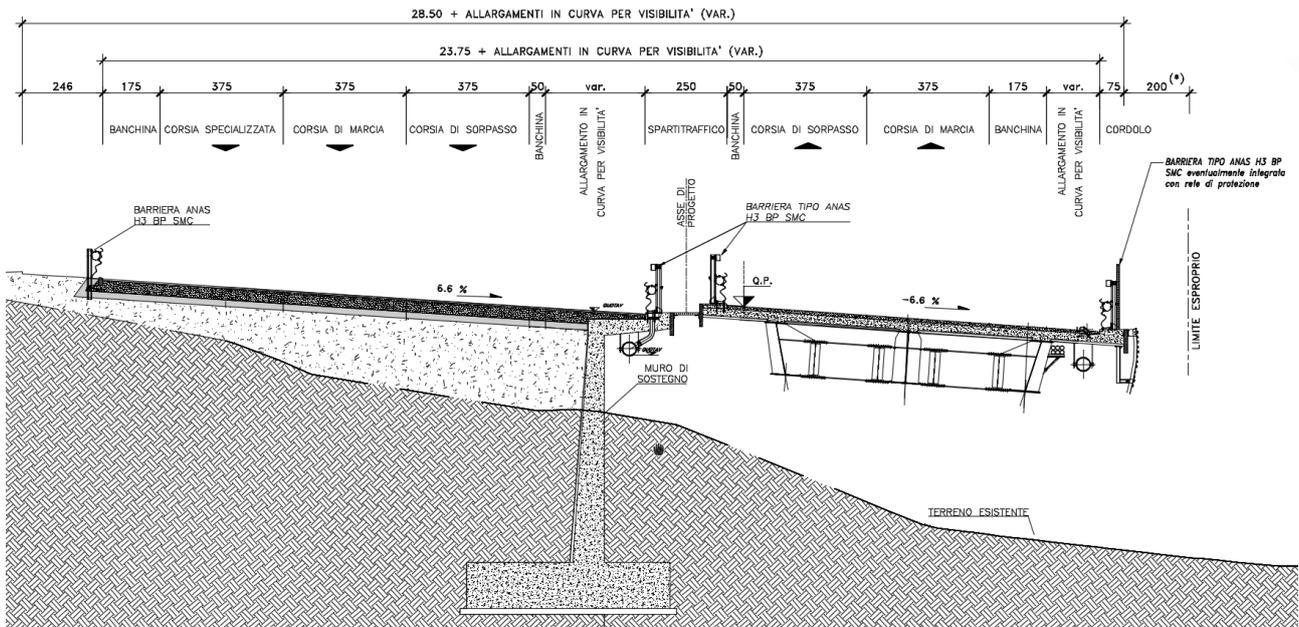
Pianta scatolare tipo TM_AP_02



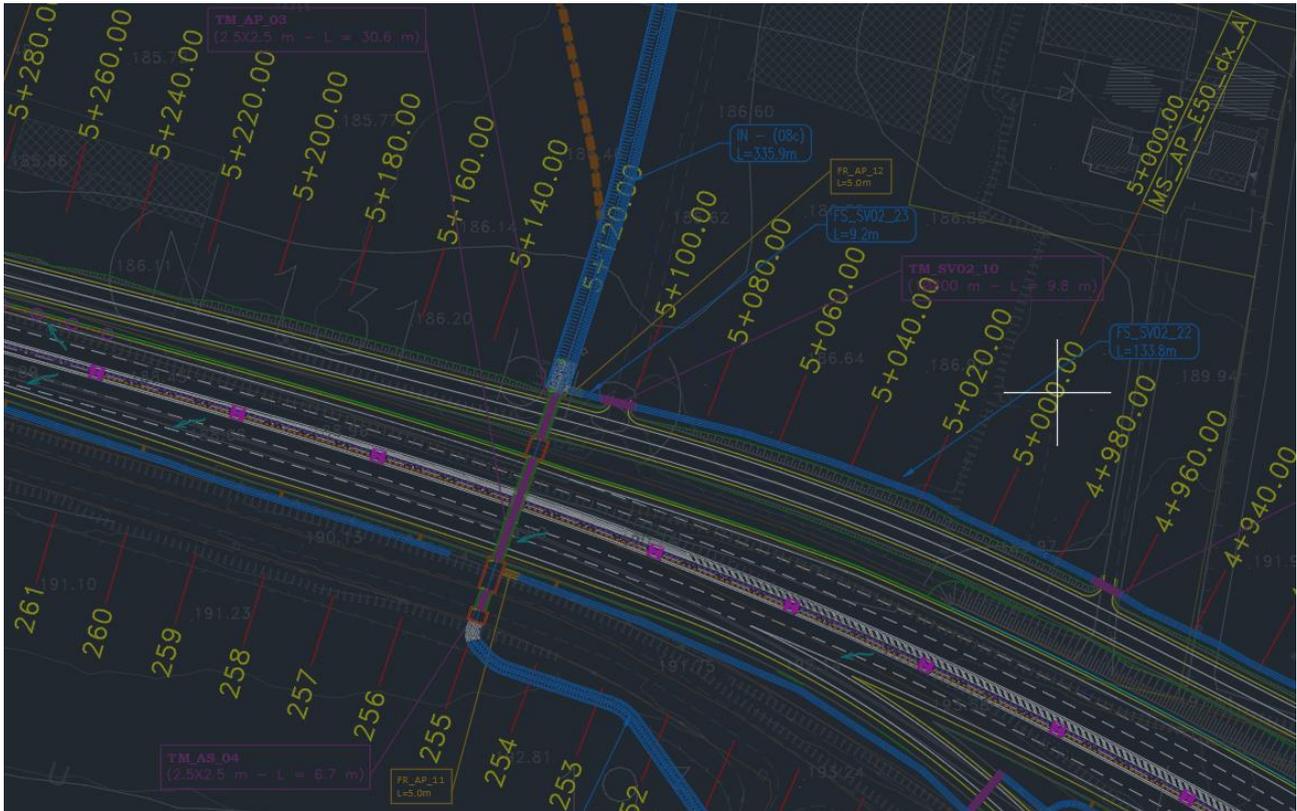
Sezione trasversale scatolare tipo TM_AP_02



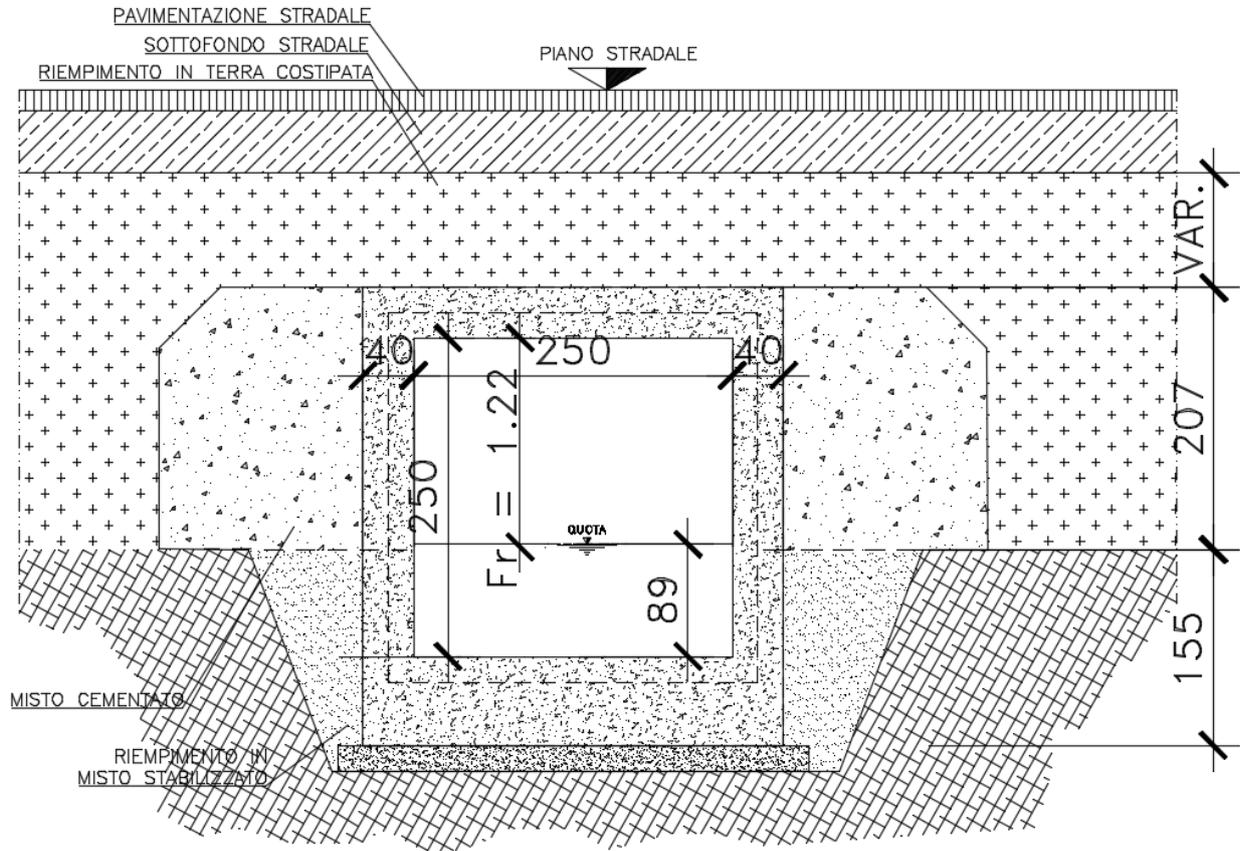
TOMBINO SCATOLARE IN C.A. – 2000 x 2000 mm – L = 59,4 m



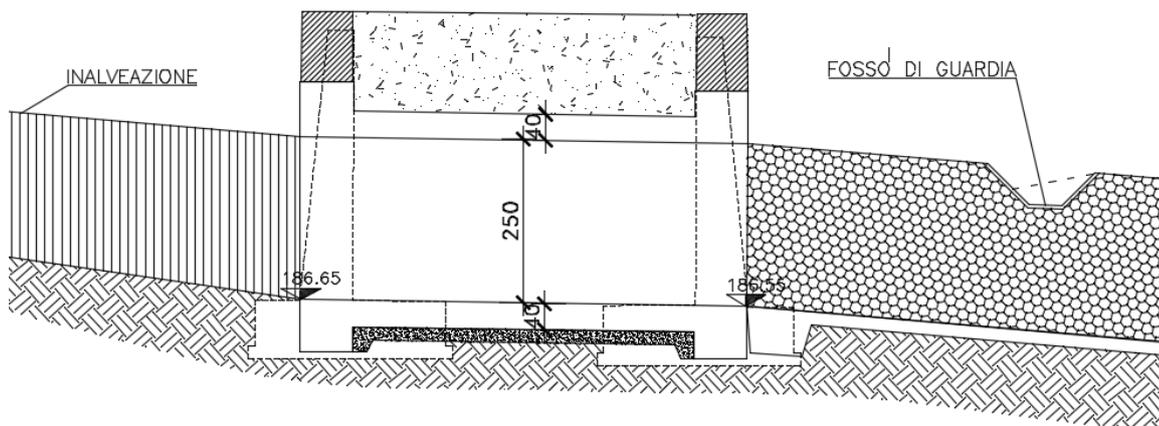
Sezione longitudinale scatolare tipo TM_AP_02



Pianta scolare tipo TM_AP_03, TM_AS_04, TM_SV02_11

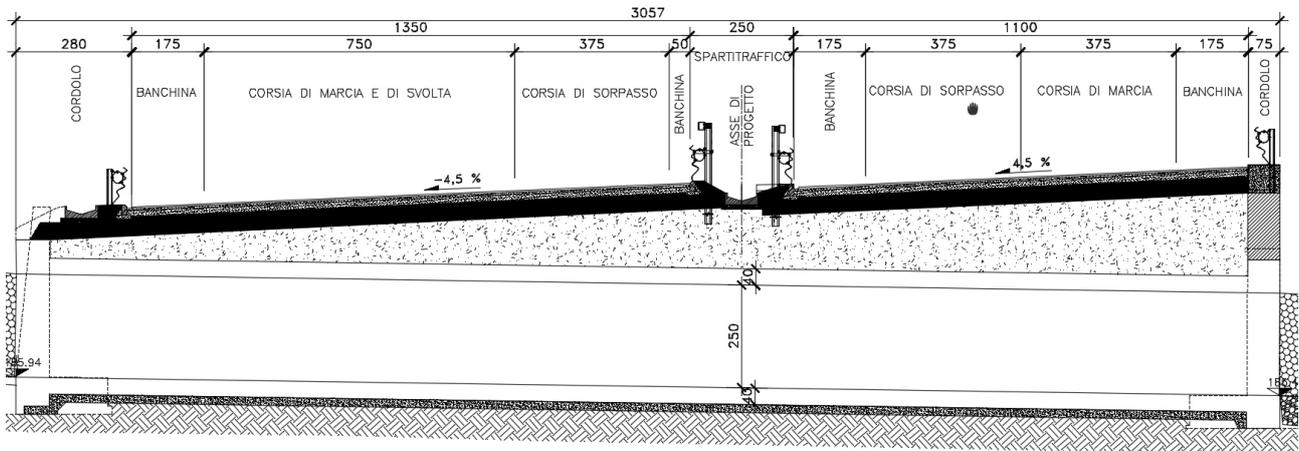


Sezione trasversale scatolare tipo TM_AP_03, TM_AS_04, TM_SV02_11



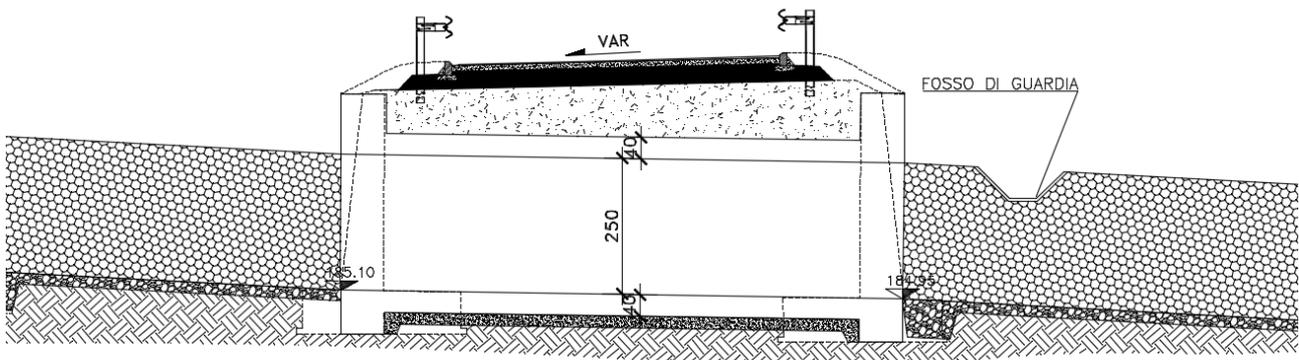
TM_AS04

TOMBINO SCATOLARE IN C.A. – 2500X2000 mm – L = 6.70 m SISTEMAZIONE IDRAULICA TRATTO INTERMEDIO



TM_AP03

TOMBINO SCATOLARE IN C.A. - 2500X2000 mm - L = 30,60 m



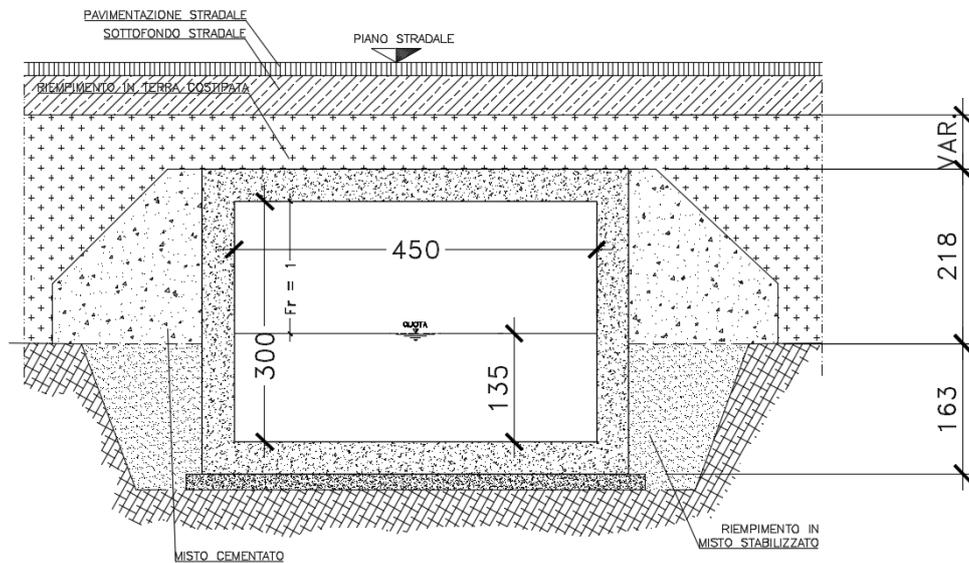
TM_SV02_11

SISTEMAZIONE IDRAULICA TRATTO INTERMEDIO

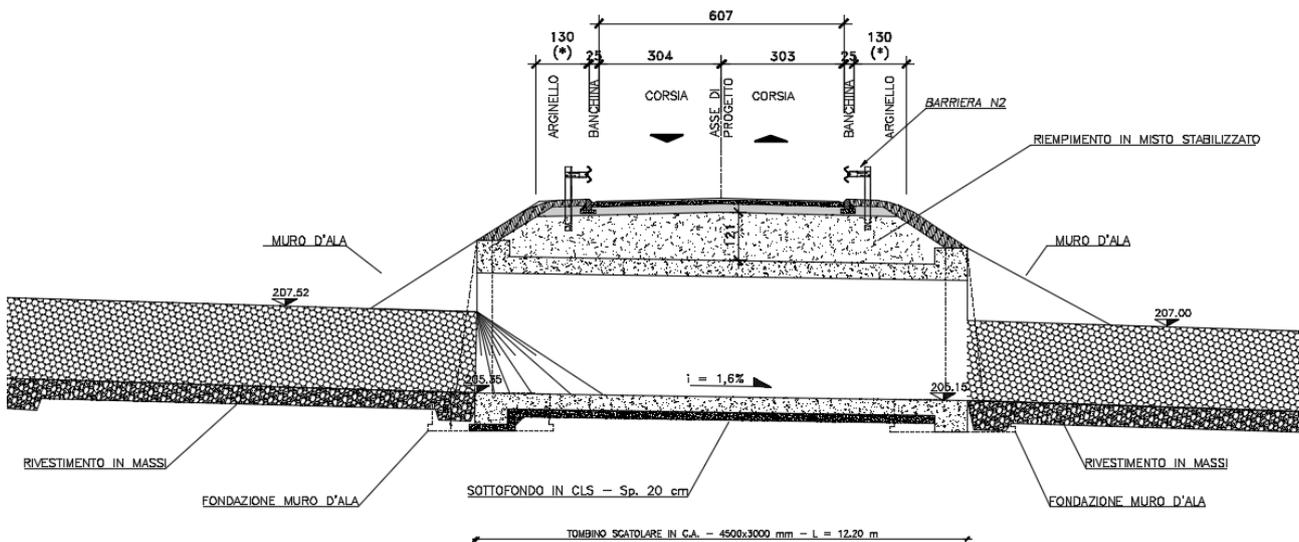
TOMBINO SCATOLARE IN C.A. - 2500X2000 mm - L = 11,90 m

SISTEMAZIONE IDRAULICA SBOCCO

Sezione longitudinale scatolare tipo TM_AP_03, TM_AS_04, TM_SV02_11



Sezione trasversale scatolare tipo TM_AS_03_02



Sezione longitudinale scatolare tipo TM_AS_03_02

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. 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

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	

(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 tale approccio risulteranno ovviamente non verificate.

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".

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

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

2.3 Norme emanate dal C.N.R

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

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

2.4 Bibliografia

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

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

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

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

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	

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

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} = 40.00$	N/mm ²
Resistenza di esposizione	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20$	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20$	N/mm ²
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33642.78$	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{0.67} = 3.10$	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctd} = 0.70 \times f_{ctm} = 2.17$	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	$f_{ctd} = f_{ct} / \gamma_C = 1.45$ 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

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	

4.1 Calcestruzzo magro per sottofondazioni

Classe di resistenza	C12/15
Classe di esposizione	X0

4.2 Acciaio ordinario per armatura lenta B 450C

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f =$	540.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} =$	450.00	N/mm ²
Stato Limite Ultimo			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s =$	391.30	N/mm ²

Stato Limite di Esercizio

Tensione max di trazione	$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk} =$	360.00	N/mm ²
--------------------------	-----------------------------------	--------	-------------------

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.

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	

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

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

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

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

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

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

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:

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

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	

Dove: ϕ = angolo d'attrito del terreno;
 Ψ = inclinazione del paramento di monte del muro (90°);
 δ = angolo d'attrito lungo la superficie di rottura;
 ε = inclinazione del pendio a monte.

6. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

6.1 Parametri sismici

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

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

Si ritiene di attribuire alla infrastruttura in progetto una vita nominale $V_N \geq 50$ 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:

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

Stato Limite	T _R [anni]	a _g [g]	F ₀ [-]	T _c * [s]
SLD	232	0.025	2.710	0.304
SLV	2185	0.05	2.927	0.355

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

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

dove:

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

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

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

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

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. 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.

OPERA	ID	CATEGORIA	S _s (SLV)	S _s (SLD)	a _{g,max} (SLV)	a _{g,max} (SLD)
TM_AP_01	S01_PZ	B	1.2	1.2	0.06	0.03
TM_AP_02	S03_DH	E	1.8	1.8	0.09	0.045
TM_AS_04	S19	E	1.8	1.8	0.09	0.045
TM_SV02_11	S19	E	1.8	1.8	0.09	0.045
TM_AP_02	S19	E	1.8	1.8	0.09	0.045

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

TM_AS_02_01	S09	C	1.5	1.5	0.075	0.0375
TM_AS_03_02	S18_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):

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

dove:

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

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 $a_{g\max}$ e $0.5 a_{g\max}$ riportati nella tabella precedente agli SLD e agli SLV.

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

7. CRITERI DI VERIFICA

7.1 Stato limite ultimo

7.1.1 Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione

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

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

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

dove:

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

7.1.2 Verifica per sollecitazioni taglienti

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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:

<p>θ</p> <p>α</p> <p>A_{sw}</p> <p>s</p> <p>$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$</p> <p>$\alpha_c$</p>	<p>inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione $1.0 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$</p> <p>inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento</p> <p>area dell'armatura trasversale</p> <p>interasse tra due armature trasversali consecutive</p> <p>resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima</p> <p>coefficiente maggiorativi pari a:</p> <table border="0" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>1</td> <td>per membrature non compresse</td> </tr> <tr> <td>$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$</td> <td>per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$</td> </tr> <tr> <td>1.25</td> <td>per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$</td> </tr> <tr> <td>$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$</td> <td>per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$</td> </tr> </table>	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 $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$
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

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

lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole

7.2 Stato limite d'esercizio

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

Calcestruzzo compresso:

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

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

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

contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi :

Combinazioni di azioni:

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

Condizioni ambientali: o Ordinarie;

- Aggressive;
- Molto Aggressive.

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

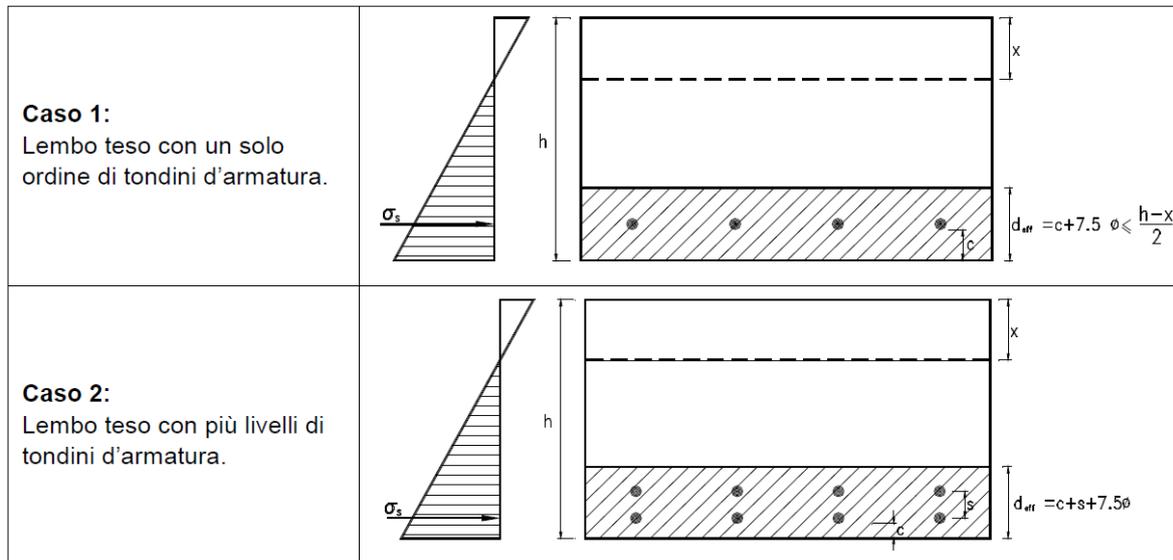
- Poco sensibili (acciai ordinari).

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

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	apertura fessure	≤ w ₂	apertura fessure	≤ w ₃
		quasi perman.	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	≤ w ₁
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁

7.2.1 Valutazione della distanza media fra le fessure

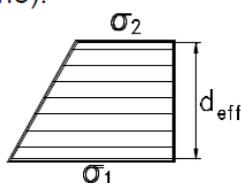
Si definisce l'area efficace Aceff come l'area di calcestruzzo entro la quale la barra di acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura. In base alle indicazioni riportate nella Circ. Min. LL.PP. n°252, si definisce l'altezza efficace con riferimento agli schemi di seguito riportati.



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:

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. 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	

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:

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

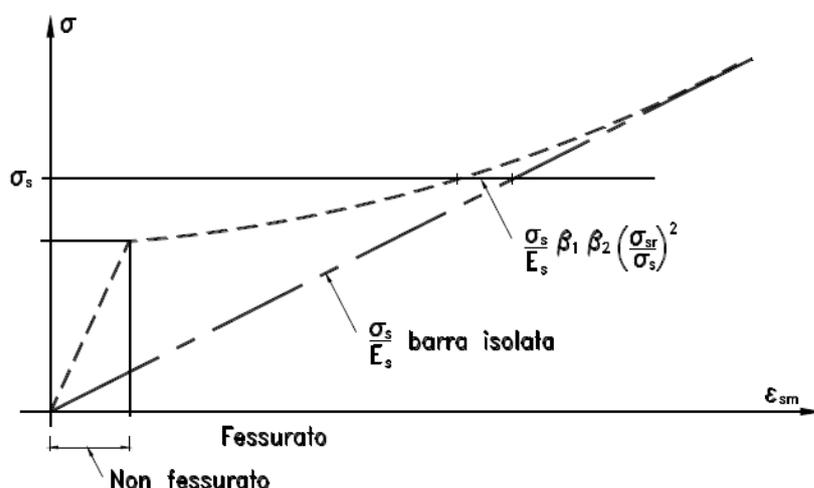
dove:

- 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 Δs_m :

$$W_m = \xi_{sm} * \Delta s_m$$

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

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

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

dove:

- 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.

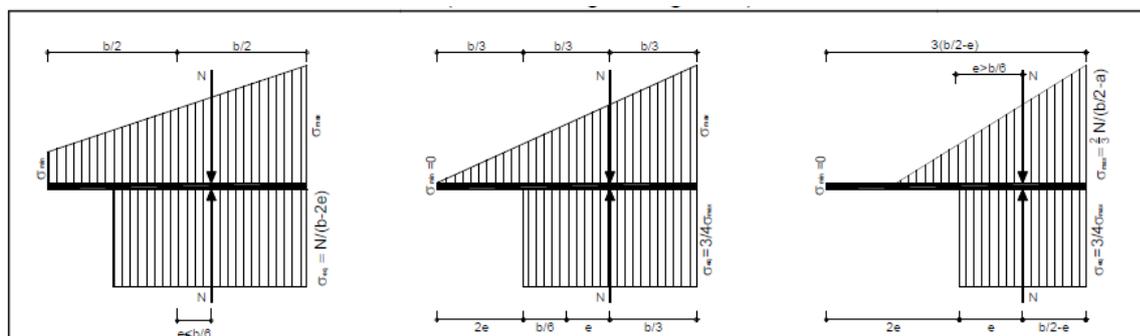
7.4.3 Verifiche di capacità portante della fondazione

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

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

- *Larghezza equivalente della fondazione:*

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

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

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

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

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

- *Coefficienti di capacità portante:*

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

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

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

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

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

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

$$s_q = s_\gamma$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

8. COMBINAZIONI DI CARICO

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

8.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrate 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 interrate, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 2" in combinazione unica, utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

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

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

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

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

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

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

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

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

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. 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	

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

Carico 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.

Per il solo caso di tombino TM_AS_04, trattandosi di un tombino sottovia ad un percorso pedonale / ciclabile o comunque certamente non di tipo stradale, vengono considerate le seguenti definizioni in termini di combinazioni di carico:

CDC	Tipo	Descrizione
1	Ggk	Peso proprio della struttura
2	Gk	Strati superiori di terreno e strada
3	Qk	Sovraccarico folla 4 kN/mq
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 sinistro
7	Gk	Spinta attiva terreno su piedritto destro
8	Gk	Spinta a ripoo terreno su piedritto destro
9	Qk	Spinta a riposo sul piedritto sinistro dovuta al sovraccarico folla 4 kN/mq
10	Qk	Spinta attiva sul piedritto sinistro dovuta al sovraccarico folla 4 kN/mq
11	Qk	Spinta attiva sul piedritto destro dovuta al sovraccarico folla 4 kN/mq
12	Qk	Spinta a riposo sul piedritto destro dovuta al sovraccarico folla 4 kN/mq
13	Qk	Effetti della temperatura
14	Qk	Effetti del ritiro

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

9.1 TM_AP_01 – SEZIONE SCATOLARE 200x200 CM

MODELLO NUMERICO (PROSAP VER 20.7.0):

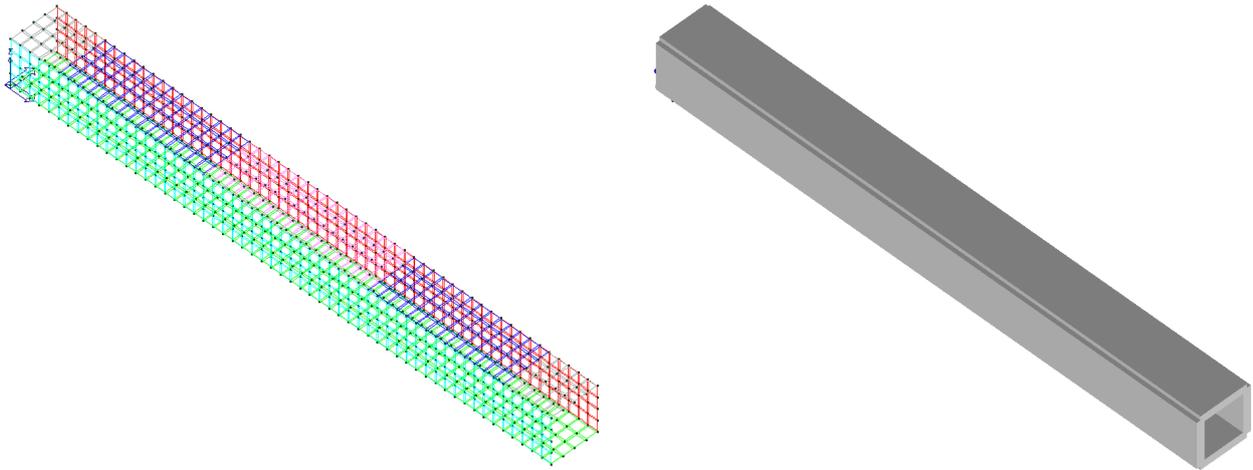


Immagine dal modello di calcolo

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	50 cm
DIREZIONE TRASVERSALE (DIR. PERPENDICOLARE AL TOMBINO)	60 cm
SPESSORE	40 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0,6
Carico terreno	1800	1,3
Sovraccarico soletta inferiore	1000	0,74

9.1.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

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

Peso proprio	0.40 x 2500 = 1000	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	0.60 x 2200 = 1320	KN/m ²
Peso Terreno	1.30 x 1800 = 2860	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	0.40 x 2500 = 1000	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	0.74 x 1000 = 740	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 CDC2i carichi permanenti degli strati di terreni superiori il tombino e lo strato stradale, nella CDC 4 il peso dell' acqua gravante sulla soletta di base.

9.1.2 Spinta delle terre

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

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

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

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

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

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	

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

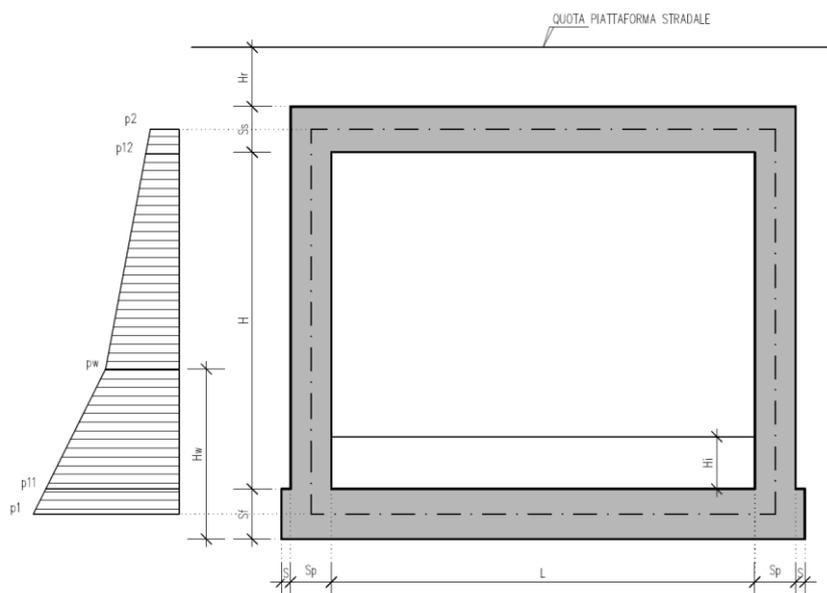
I casi di carico CDC7, e da CDC10 a CDC17 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

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:

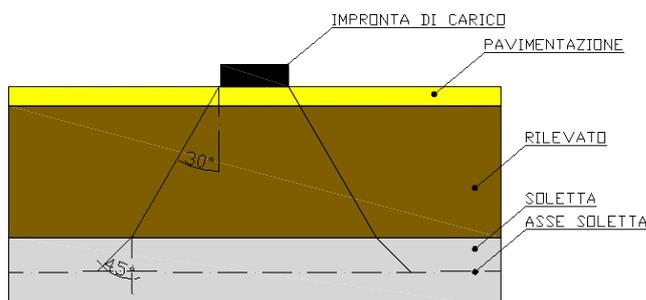
Q1k = 300 kN ad asse (300 + 300 = 600 kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

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. 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	

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:

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

Nel caso in esame risulta:

$$Ldl = 1.60 + 2 * (1.9 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 4.19 \text{ m}$$

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:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (1.9 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 4.99 \text{ m}$$

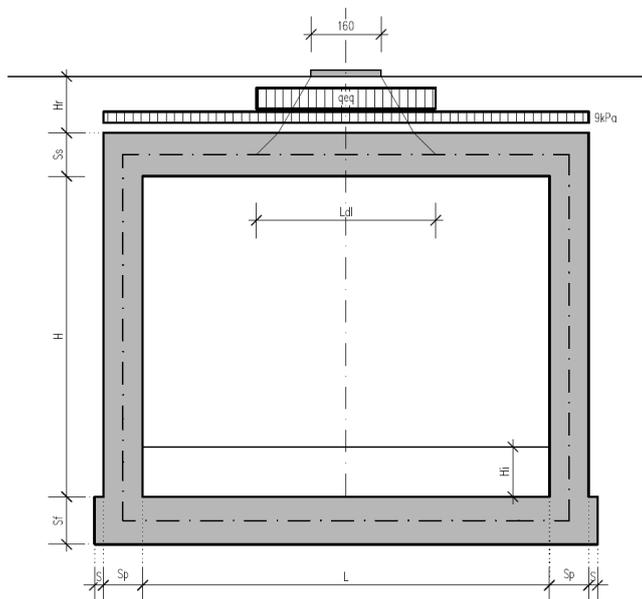
Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

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

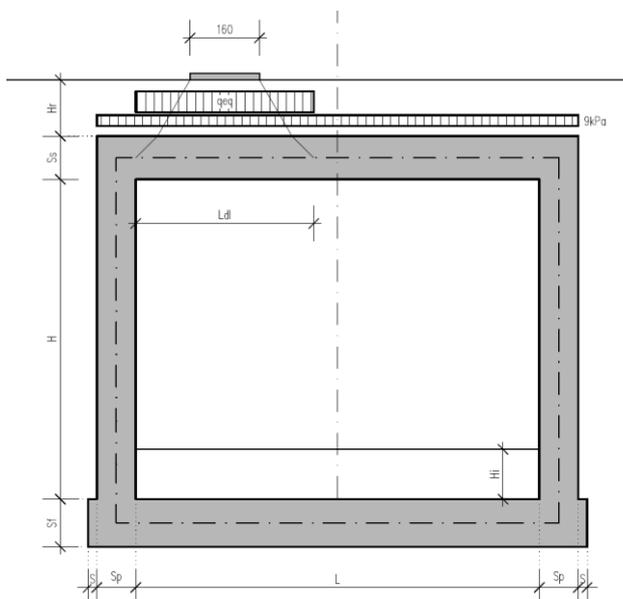
Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

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)

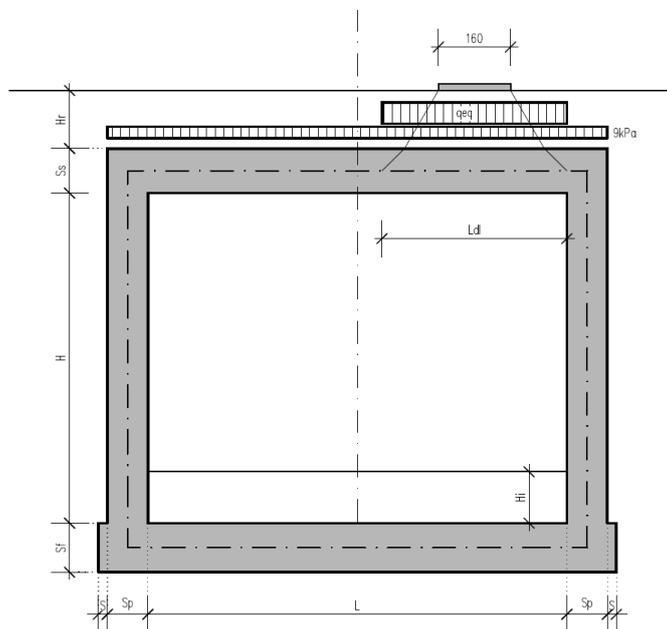
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem può essere variata sulla soletta come indicato dagli schemi seguenti per la massimizzazione delle diverse tipologie di sollecitazione:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM CENTRATO

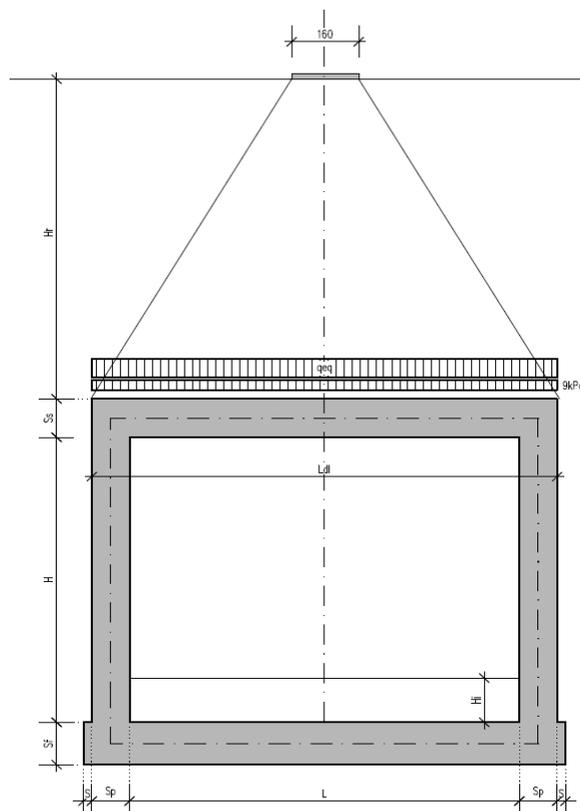


SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO



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

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

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)

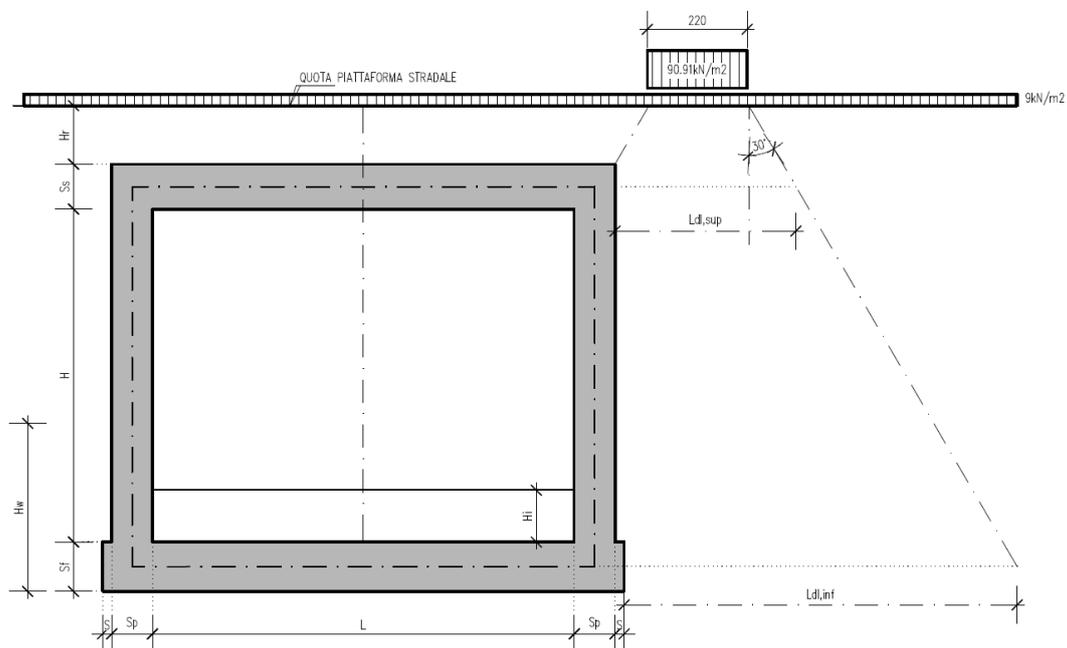
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

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

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

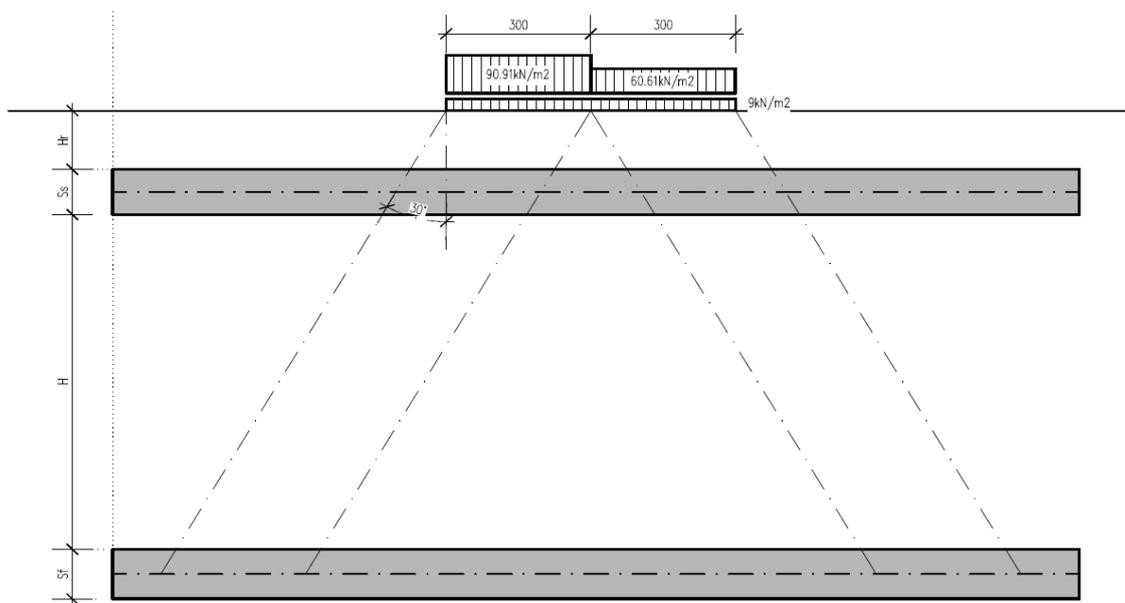
$$L_{dl, sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 3.50 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl, inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 4.88 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



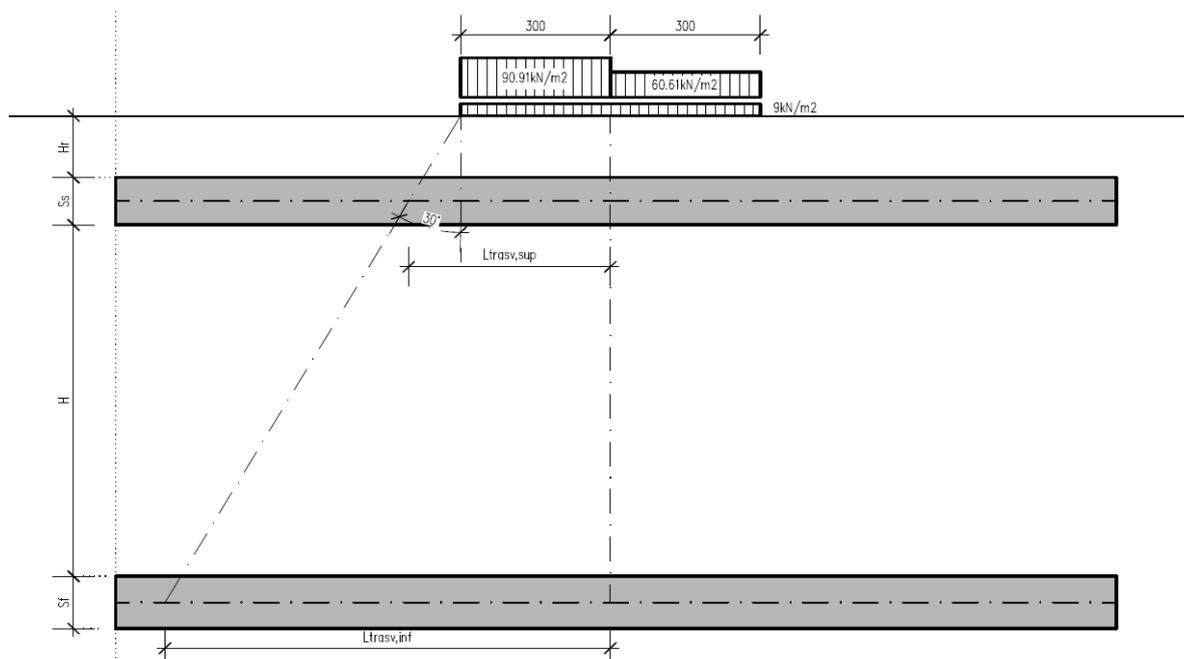
9.1.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

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



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO TANDEM IN DIREZIONE TRASVERSALE

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

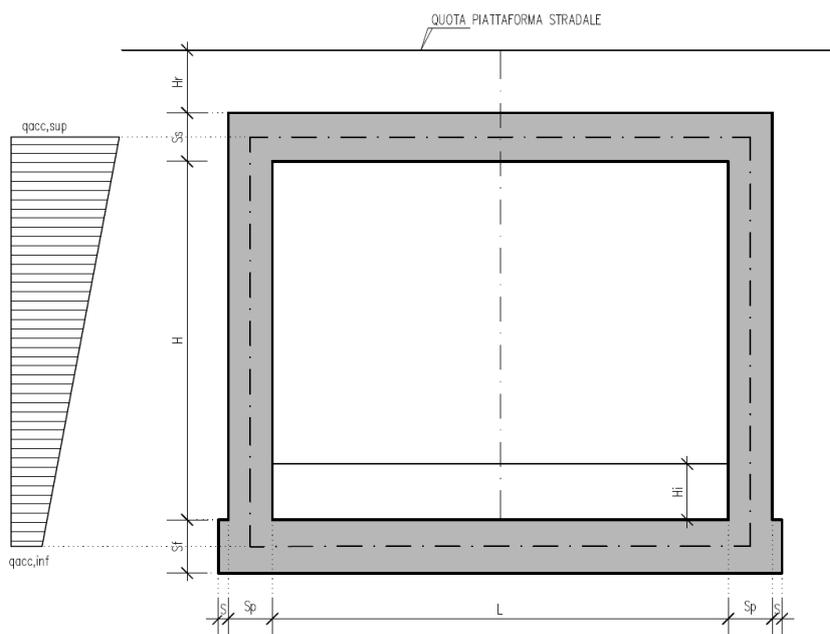
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = 4.30 \text{ m}$$

$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = 5.68 \text{ m}$$

9.1.9 Definizione dei carichi di progetto

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



SPINTA SUL PIEDRITTO GENERATA DAL CARICO DA TRAFFICO

Il contributo dei carichi Tandem vale:

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = 20.153 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = 10.917 \text{ kN/m}^2$$

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. 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	

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. 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	

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:

$$q_f = 367.56 / 6.84 * 2.80 = 19.18 \text{ kN/mq.}$$

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

Il valore 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 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 e_{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 $e_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

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

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

Assumendo come umidità relativa

$U_r = 70\%$

Si hanno i seguenti risultati:

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

si determina quindi la variazione termica equivalente:

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

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_AP_02– SEZIONE SCATOLARE 200x200 CM

MODELLO NUMERICO (PROSAP VER 20.7.0):

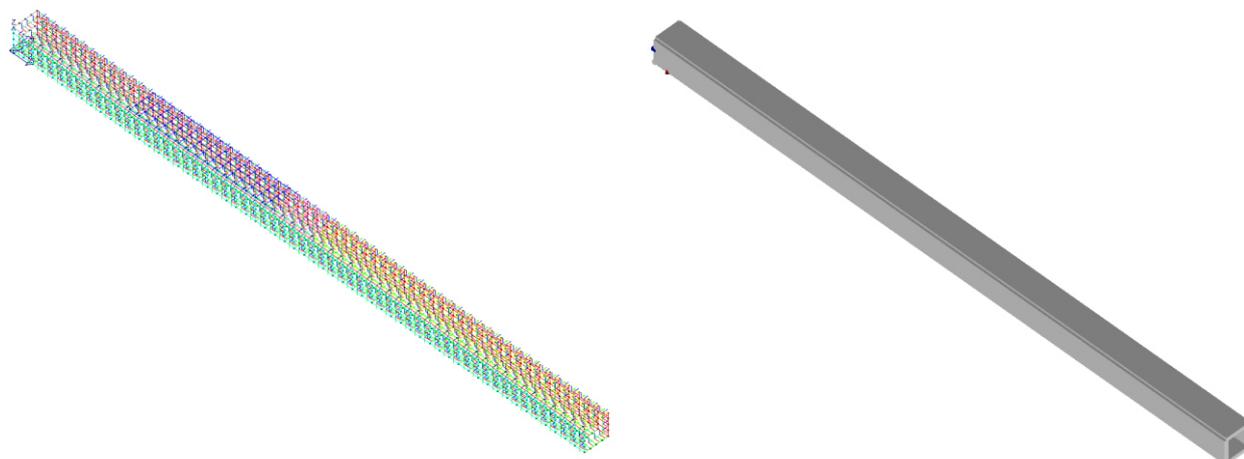


Immagine dal modello numerico

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	100 cm
DIREZIONE TRASVERSALE (DIR. PERPENDICOLARE AL TOMBINO)	60 cm
SPESSORE	40 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0,6
Carico terreno	1800	11
Sovraccarico soletta inferiore	1000	0,96
Carico terreno (lato destro - non stradale)	1800	4,9

9.2.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Peso terreno	$11 \times 1800 = 18000$	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	$0.60 \times 2200 = 1320$	KN/m ²

Soletta inferiore

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	

Peso proprio	0.40 x 2500 = 1000	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	0.96 x 1000 = 960	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 CDC2i 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;

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.

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

La 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

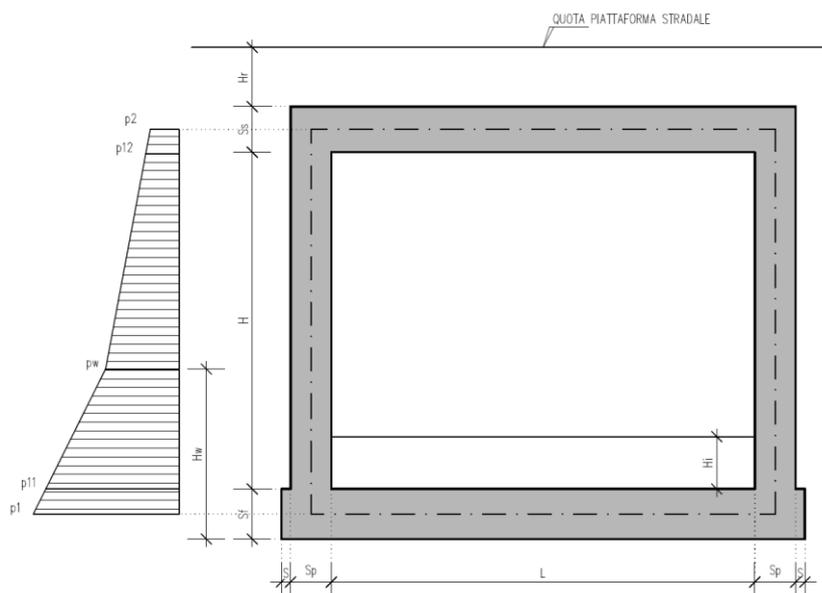
I casi di carico CDC7, e da CDC10 a CDC17 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

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 q_{eq} 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:

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

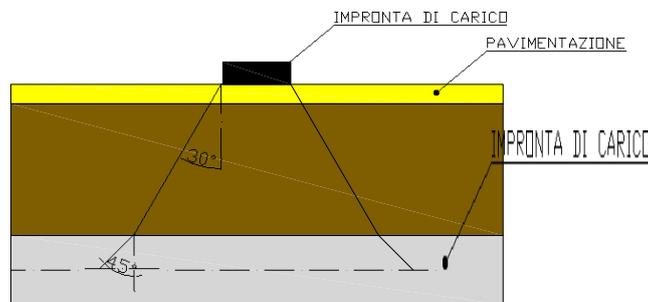
S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

Nel caso in esame risulta:

$$Ldl = 1.60 + 2 * (11 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 15.38 \text{ m}$$

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:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (11 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 16.19 \text{ m}$$

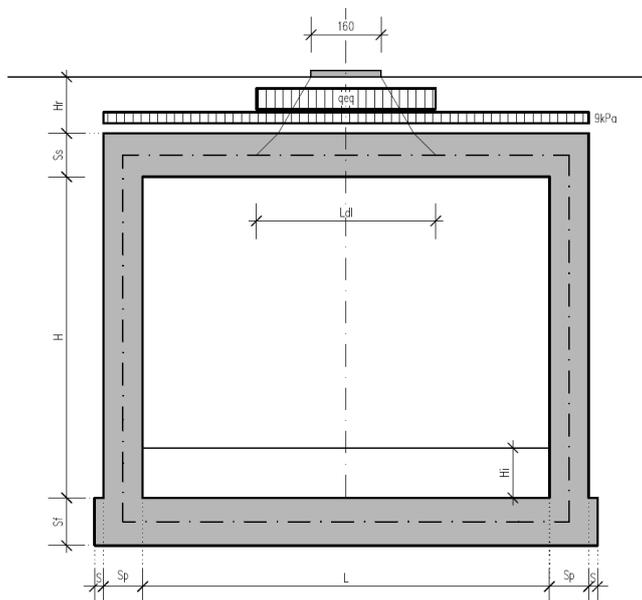
Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(16.19*15.38) = 4.15 \text{ kN/m}^2$$

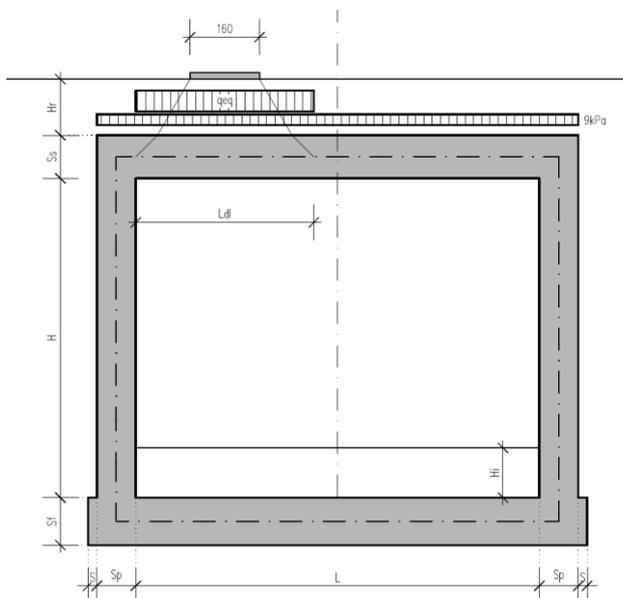
Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

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)

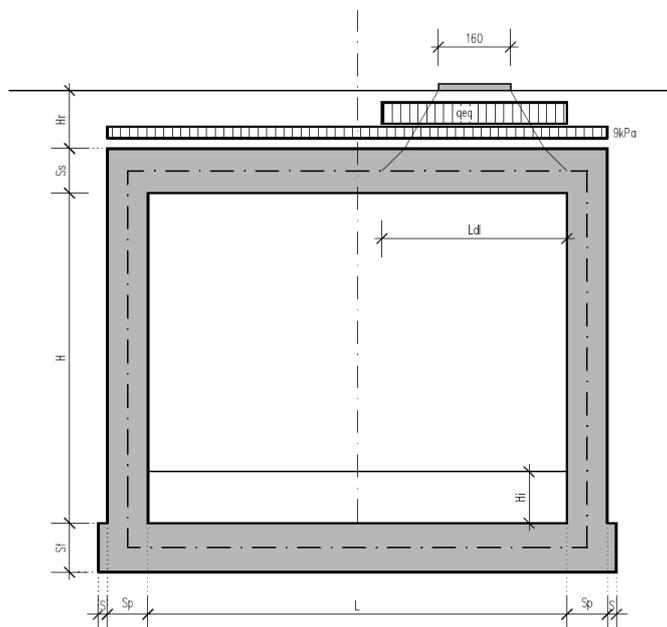
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem può essere variata sulla soletta come indicato dagli schemi seguenti per la massimizzazione delle diverse tipologie di sollecitazione:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM CENTRATO

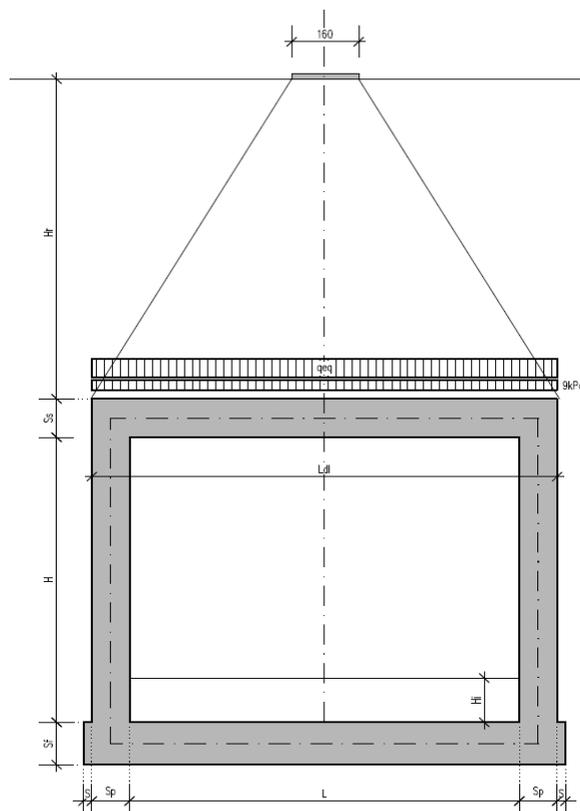


SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO



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

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

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.

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

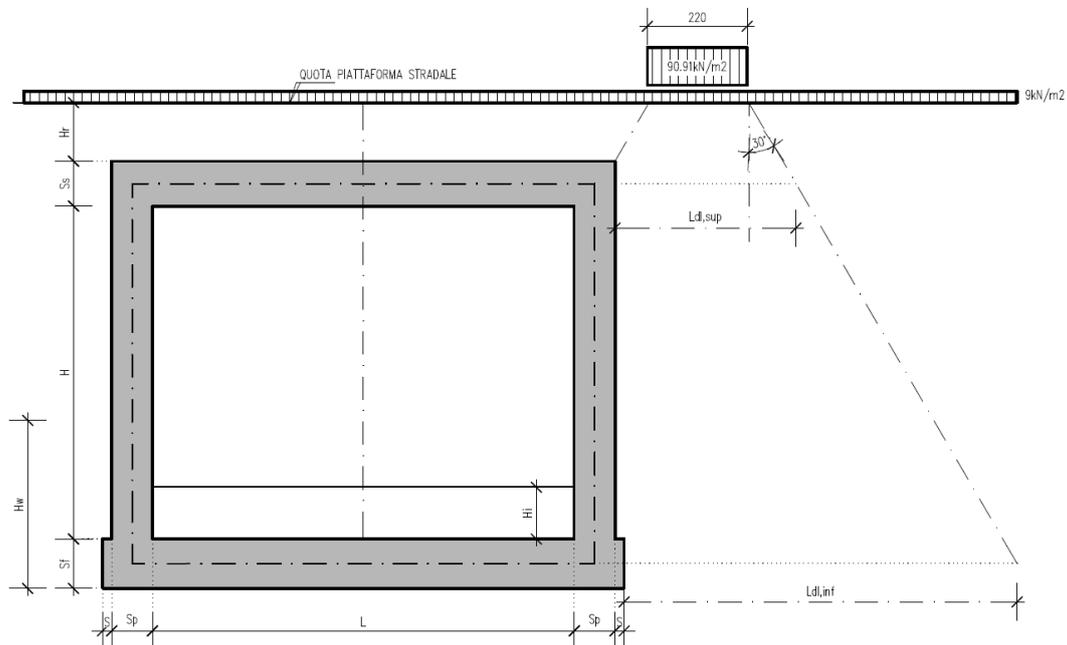
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

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

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

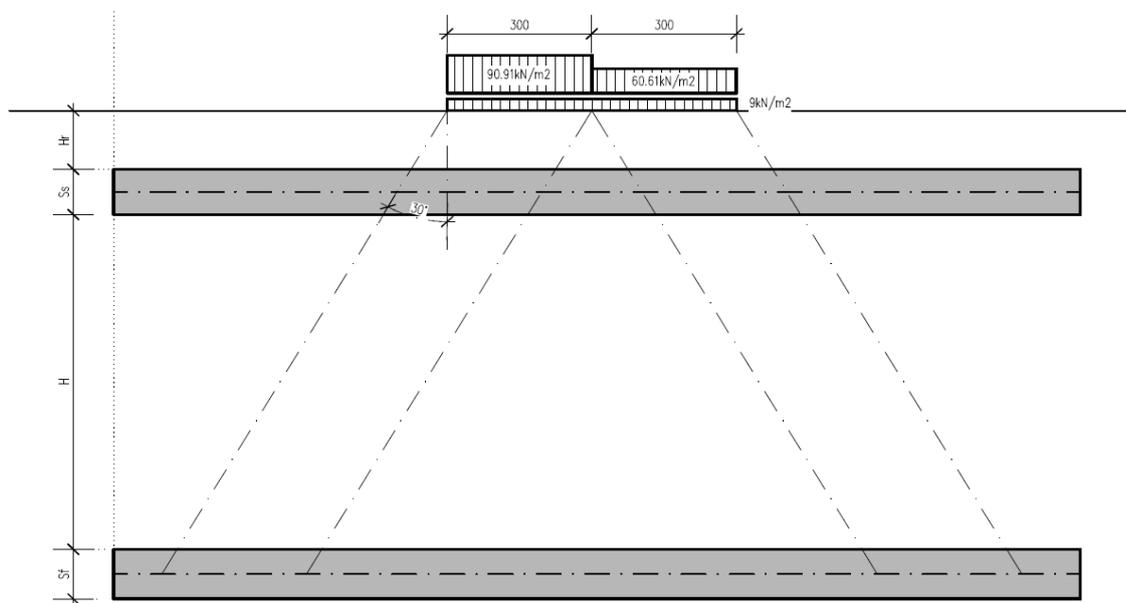
$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 9.09 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 10.48 \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



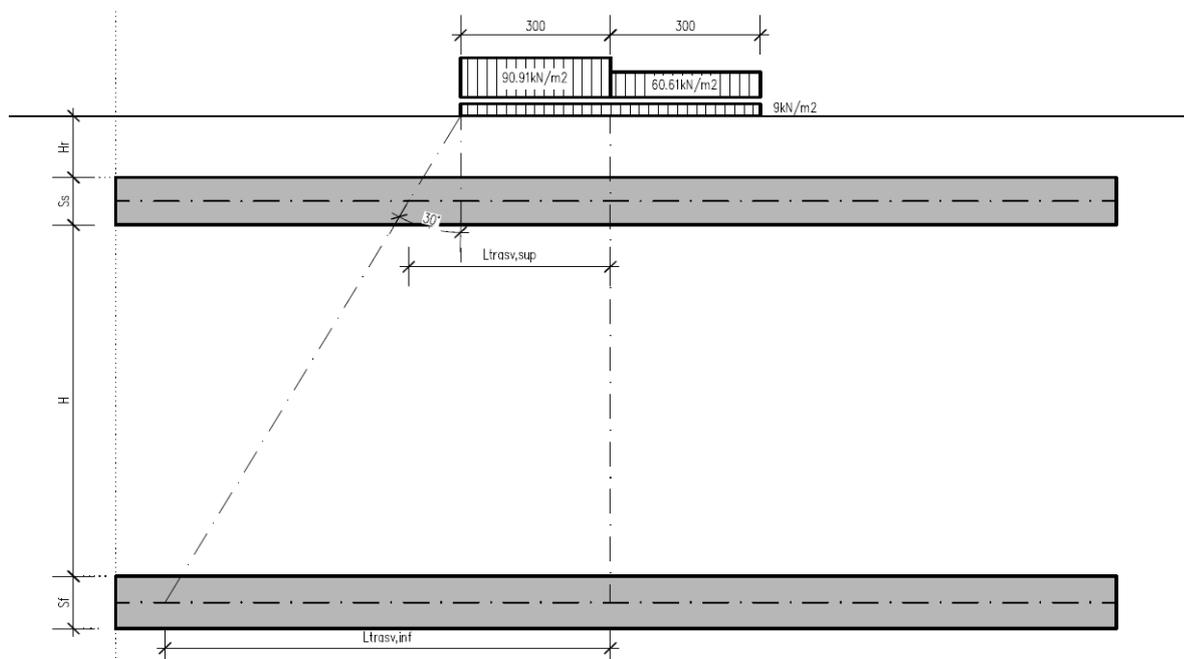
9.2.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

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

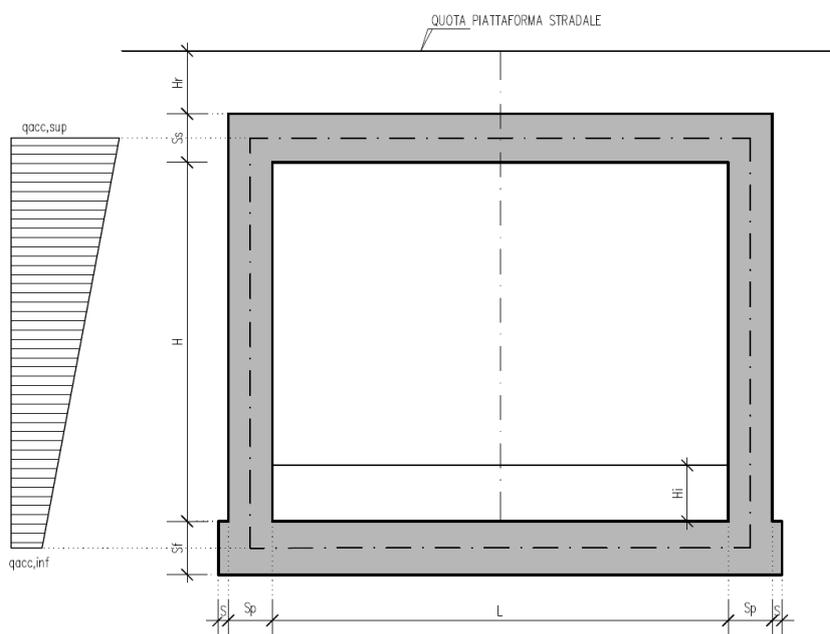
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = 9.89 \text{ m}$$

$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = 10.28 \text{ m}$$

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:

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = 3.57 \text{ kN/mq}$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = 2.56 \text{ kN/mq}$$

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.

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

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	

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

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:

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

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

$$q_f = 367.56 / 6.84 \times 2.80 = 9.95 \text{ kN/mq}$$

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	

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:

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

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 $kh = 0.70$

deformazione effettiva $\epsilon_{c0} = -0.357 \text{ ‰}$

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 $\Delta T_{eq} = -11.4 \text{ °C}$

9.3 TM_AP_03– SEZIONE SCATOLARE 250x250 CM

MODELLO NUMERICO (PROSAP VER 20.7.0):

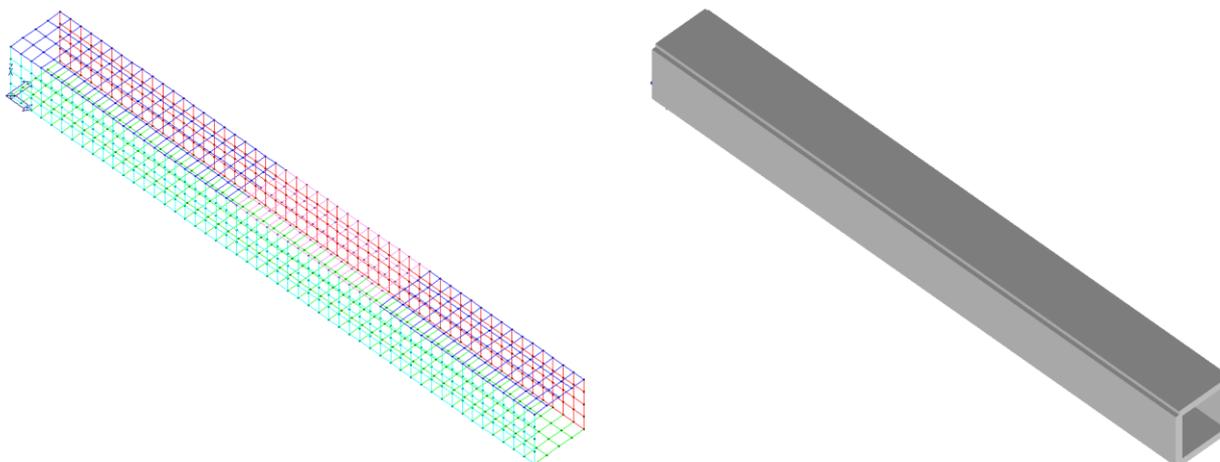


Immagine dal modello numerico

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

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

DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	50 cm
DIREZIONE TRASVERSALE (DIR. PERPENDICOLARE AL TOMBINO)	72.5 cm
SPESSORE	40 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0,6
Carico terreno	1800	2
Sovraccarico soletta inferiore	1000	0,89

9.3.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Peso terreno	$2 \times 1800 = 3600$	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	$0.60 \times 2200 = 1320$	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	$0.89 \times 1000 = 890$	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 CDC2i 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.

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	

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;

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.

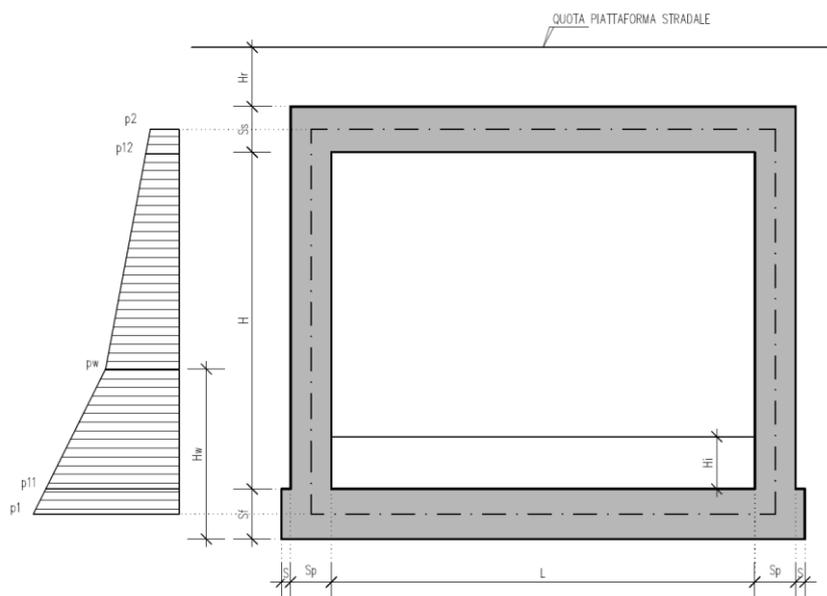
La condizione di spinta attiva, sebbene poco realistica considerando le caratteristiche dell'opera, viene comunque considerata a favore di sicurezza per massimizzare i valori delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza delle mezzerie delle solette.

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/m²).

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.

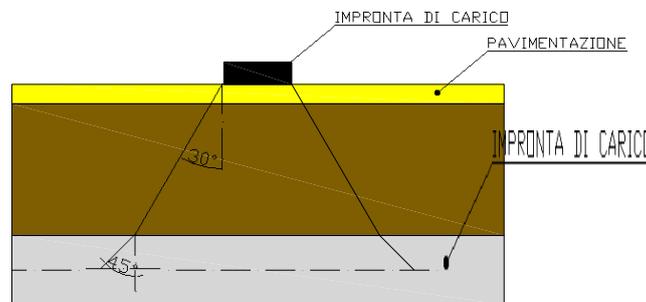
Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale, in accordo con quanto riportato all'interno della circolare 21 Gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP, e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino.

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	

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

9.3.4 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:



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

Nel caso in esame risulta:

$$L_{dl} = 1.60 + 2 * (2 * \tan 30^\circ + 0.20) = 5.06 \text{ m}$$

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

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

$$L_{dt} = 2.40 + 2 * (2 * \tan 30^\circ + 0.20) = 5.86 \text{ m}$$

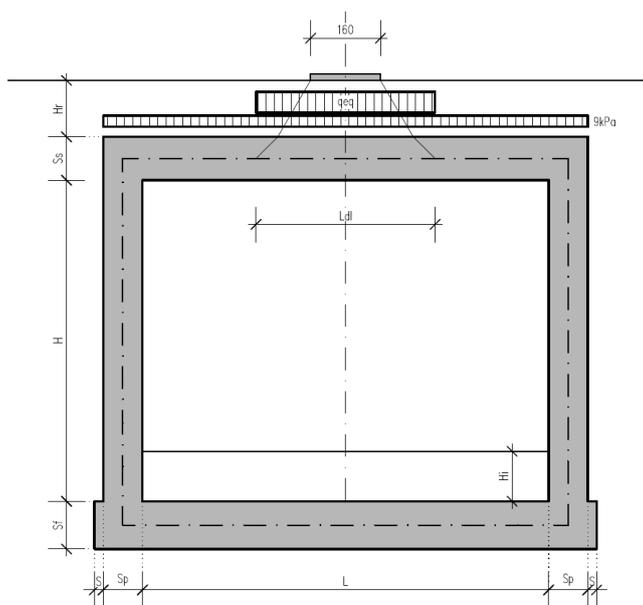
Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(5.06*5.68) = 33.75 \text{ kN/mq}$$

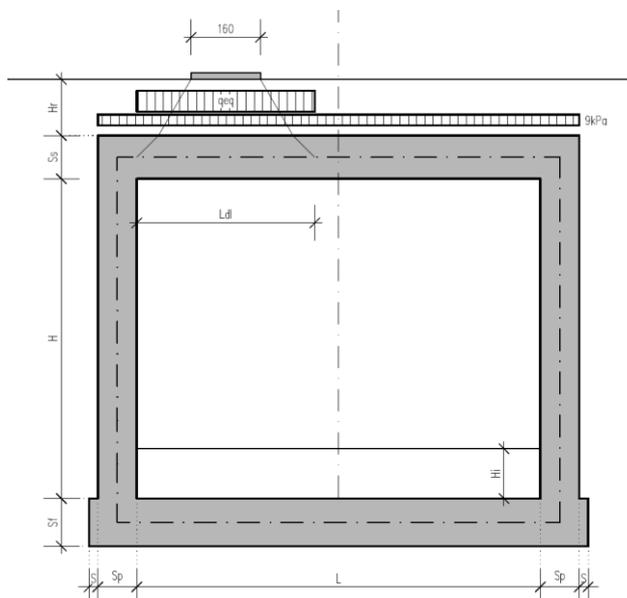
Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

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)

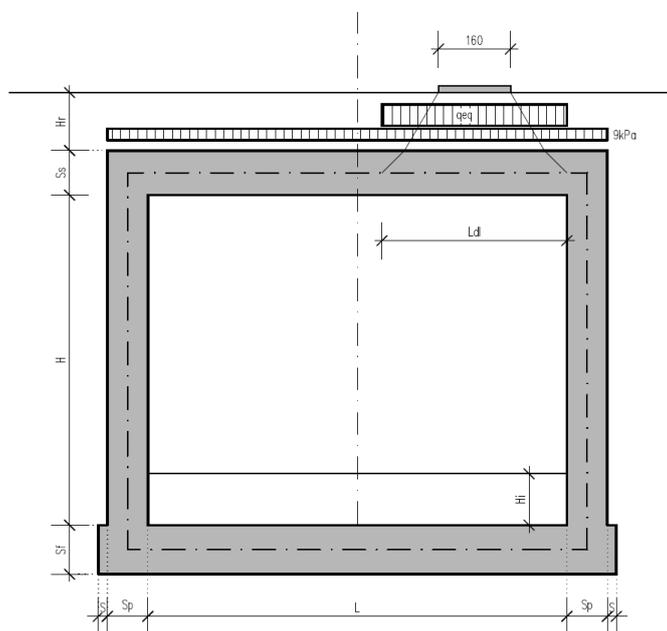
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem può essere variata sulla soletta come indicato dagli schemi seguenti per la massimizzazione delle diverse tipologie di sollecitazione:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO – CARICO TANDEM CENTRATO

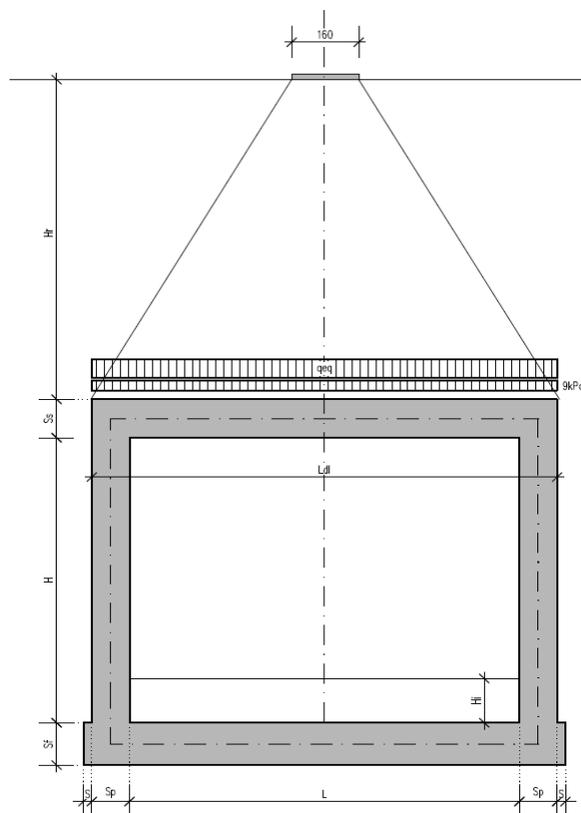


SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO



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

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

9.3.6 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.

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

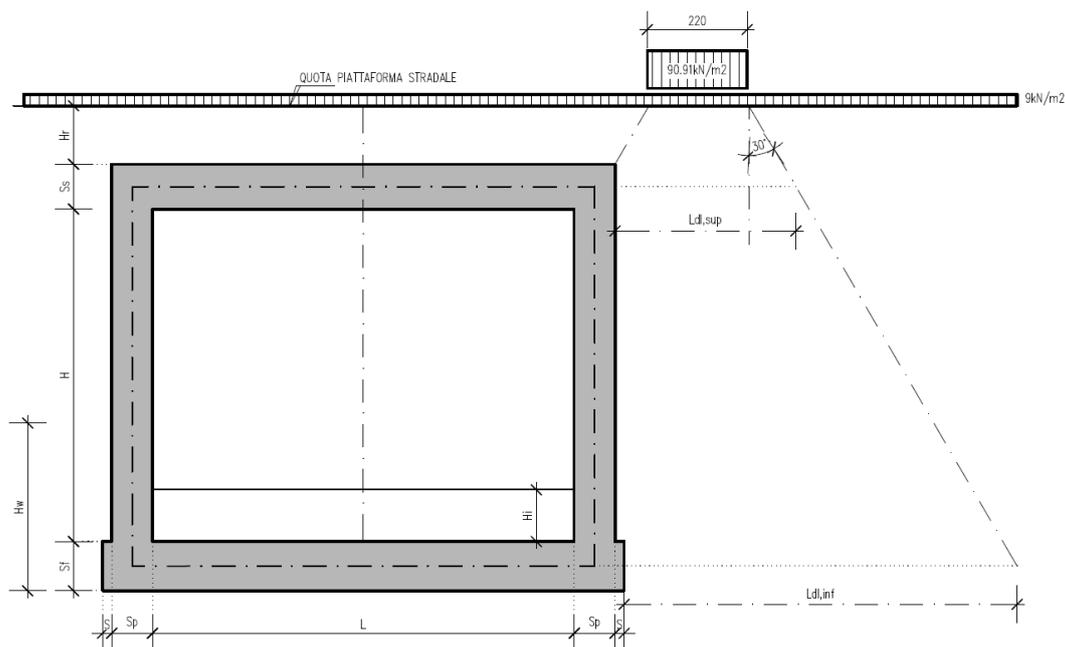
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

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

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

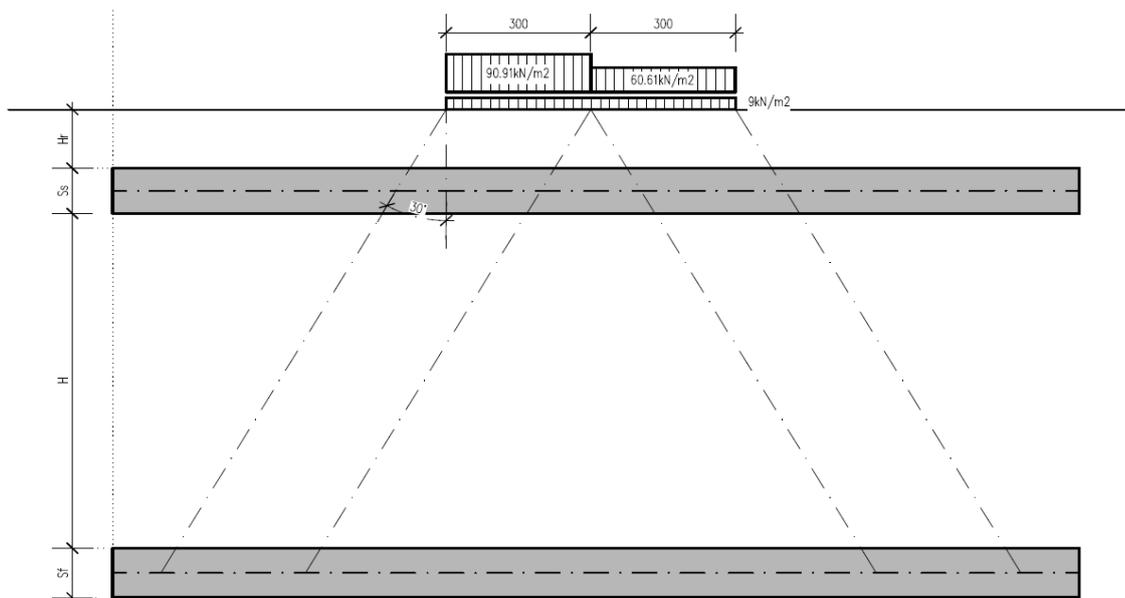
$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 3.93 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 5.60 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



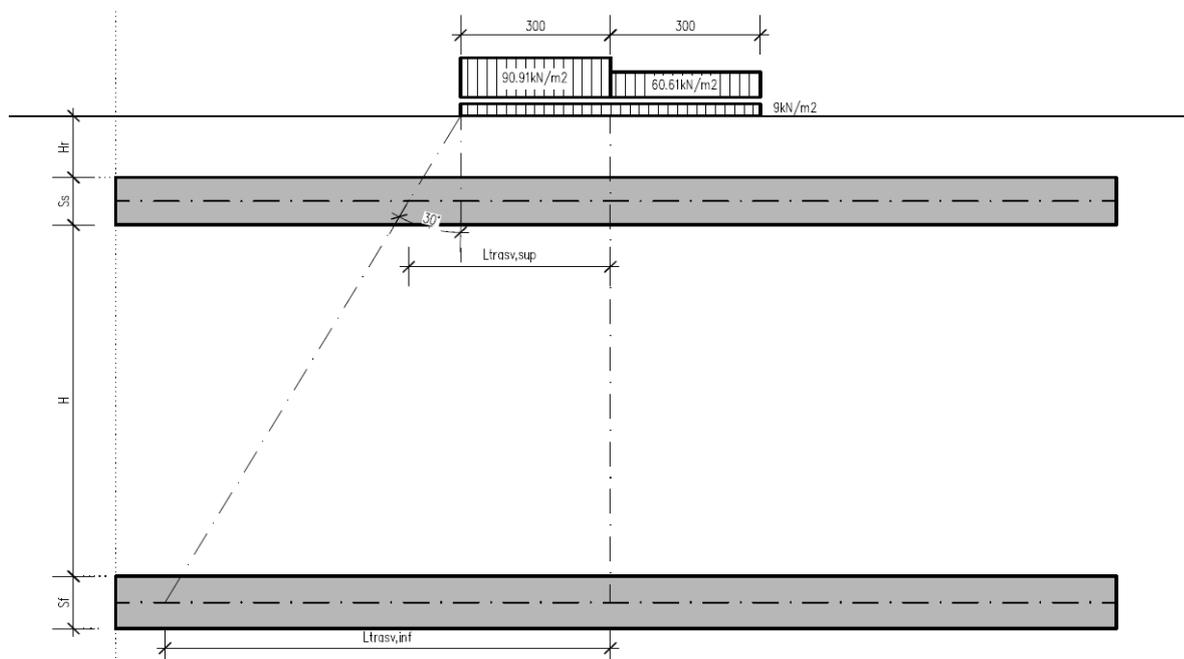
9.3.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

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

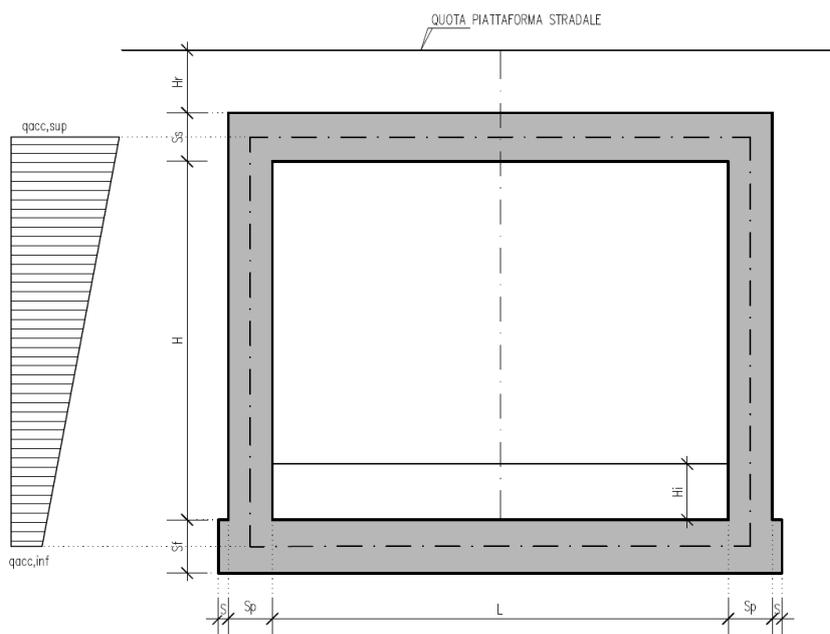
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

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

$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = 6.40 \text{ m}$$

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:

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = 16.29 \text{ kN/mq}$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = 8.44 \text{ kN/mq}$$

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.

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	

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:

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

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:

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

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

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

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

Nel caso in esame risulta:

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

S.S. 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	

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:

$$q_f = 367.56 / 6.84 * 2.80 = 25.06 \text{ kN/mq}$$

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:

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

9.3.13 Ritiro

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

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

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

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:

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

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:

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

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

Assumendo come umidità relativa

$U_r = 70\%$

Si hanno i seguenti risultati:

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

si determina quindi la variazione termica equivalente:

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

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

9.4 TM_AS_02_01– SEZIONE SCATOLARE 300x500 CM

MODELLO NUMERICO (PROSAP VER 20.7.0):

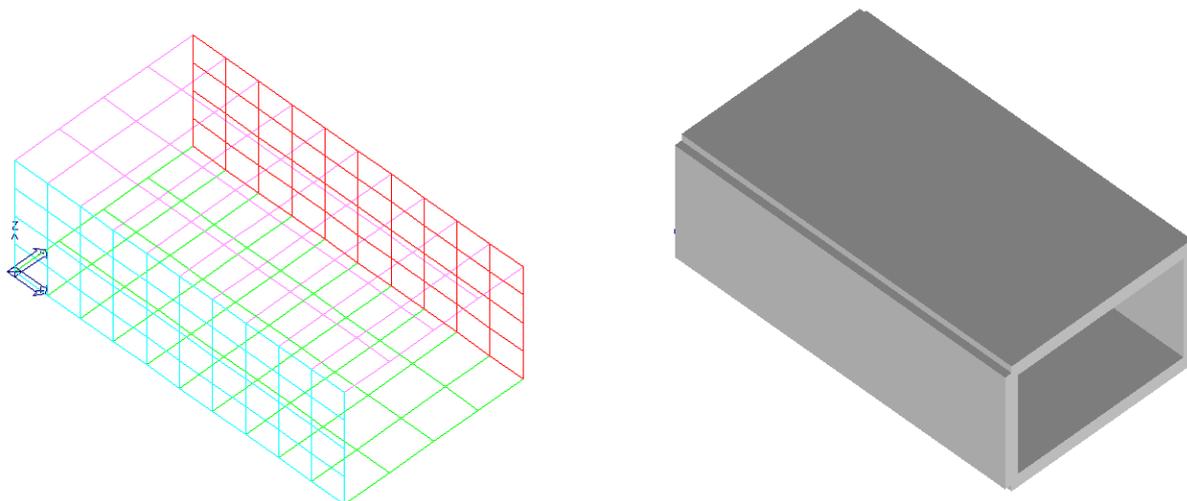


Immagine dal modello numerico

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

PIEDRITTI	
DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	100 cm
DIREZIONE TRASVERSALE (DIR. PERPENDICOLARE AL TOMBINO)	85 cm
SPESSORE	40 cm

SOLETTA SUP. E INF.	
DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	100 cm
DIREZIONE TRASVERSALE (DIR. PERPENDICOLARE AL TOMBINO)	135 cm
SPESSORE	40 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0,60
Carico terreno	1800	0,85
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1,35

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	

9.4.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	$0.85 \times 1800 = 1530$	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	$0.60 \times 2200 = 1320$	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	$0.40 \times 2500 = 1000$	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	$1.35 \times 1000 = 1350$	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 CDC2i 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

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	

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

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

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

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

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

9.4.3 Carichi veicolari sulla soletta superiore

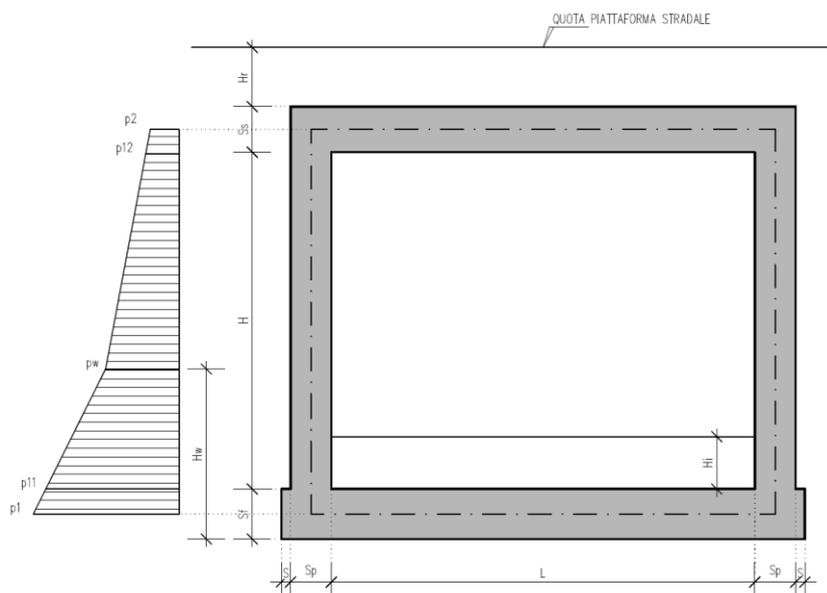
I casi di carico CDC7, e da CDC10 a CDC17 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5 del D.M. 17/01/2018.

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

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

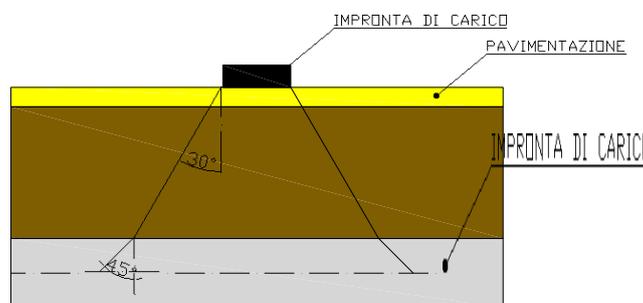
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

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

Nel caso in esame risulta:

$$Ldl = 1.60 + 2 * (0.9 * \tan 30^\circ + 0.20) = 3.73 \text{ m}$$

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:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (0.9 * \tan 30^\circ + 0.20) = 4.53 \text{ m}$$

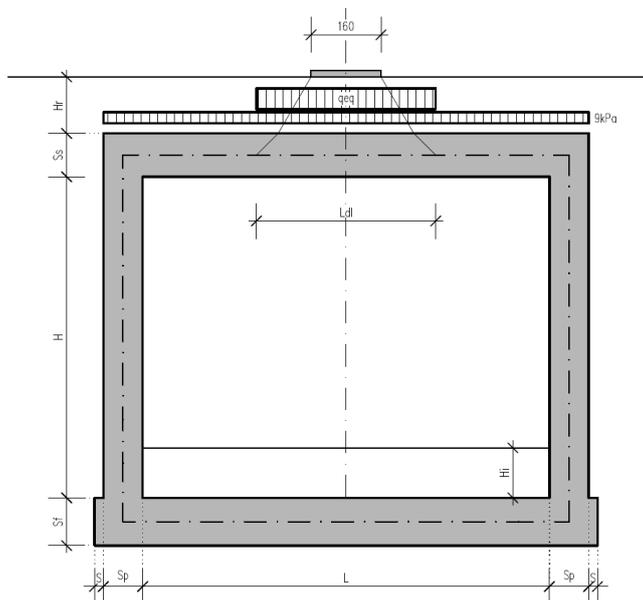
Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(4.53+3.73) = 69.15 \text{ kN/m}^2$$

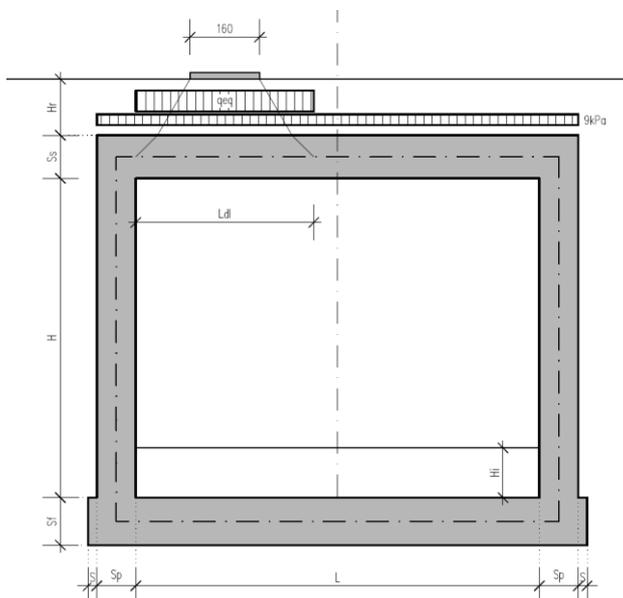
Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

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)

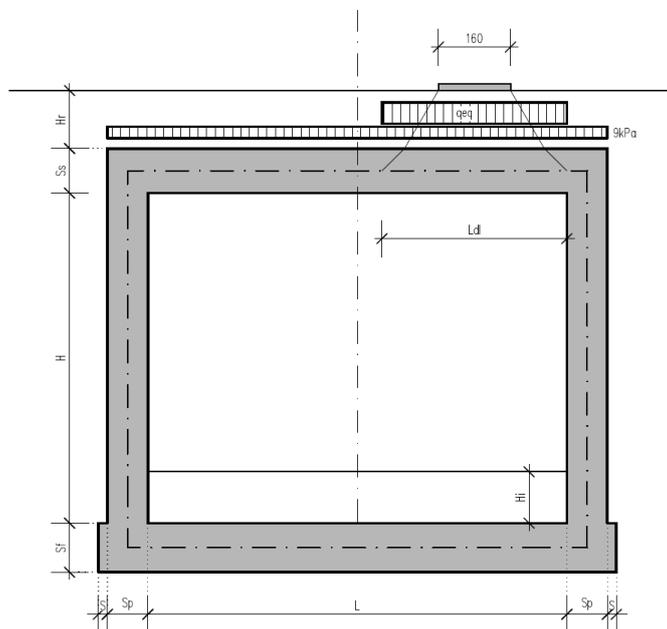
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem può essere variata sulla soletta come indicato dagli schemi seguenti per la massimizzazione delle diverse tipologie di sollecitazione:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM CENTRATO

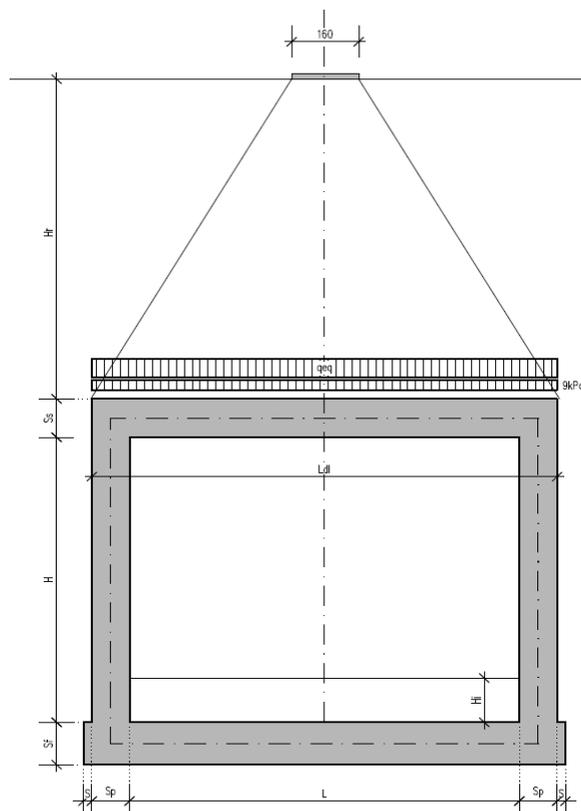


SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO



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

Si noti che se $L_d > L + 2 \times S_p$ (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.



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	

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.

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

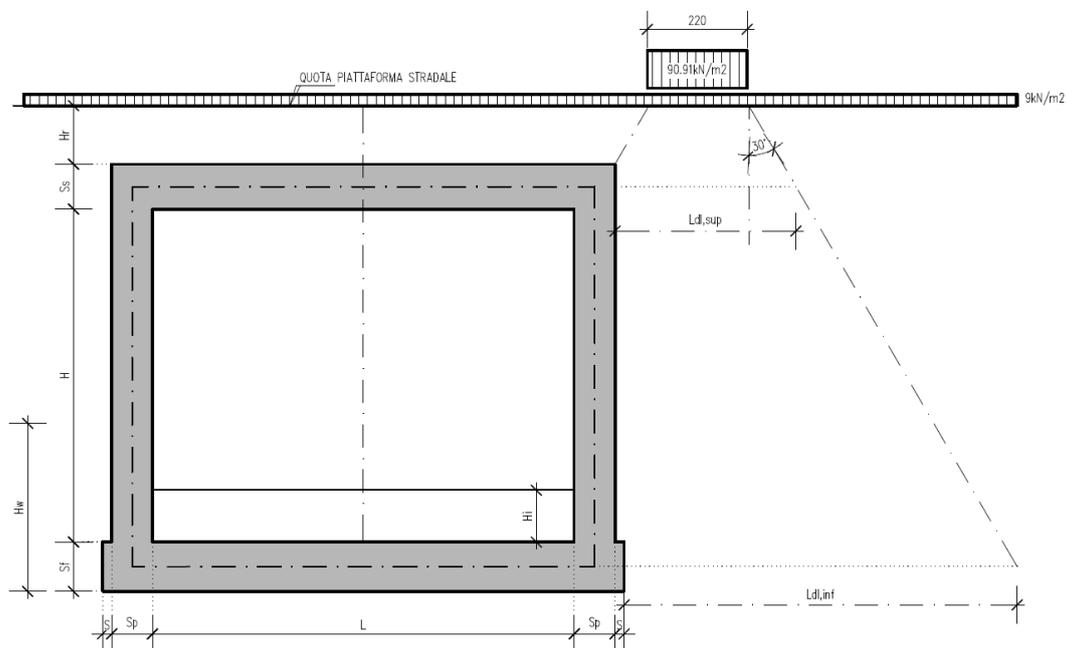
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

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

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

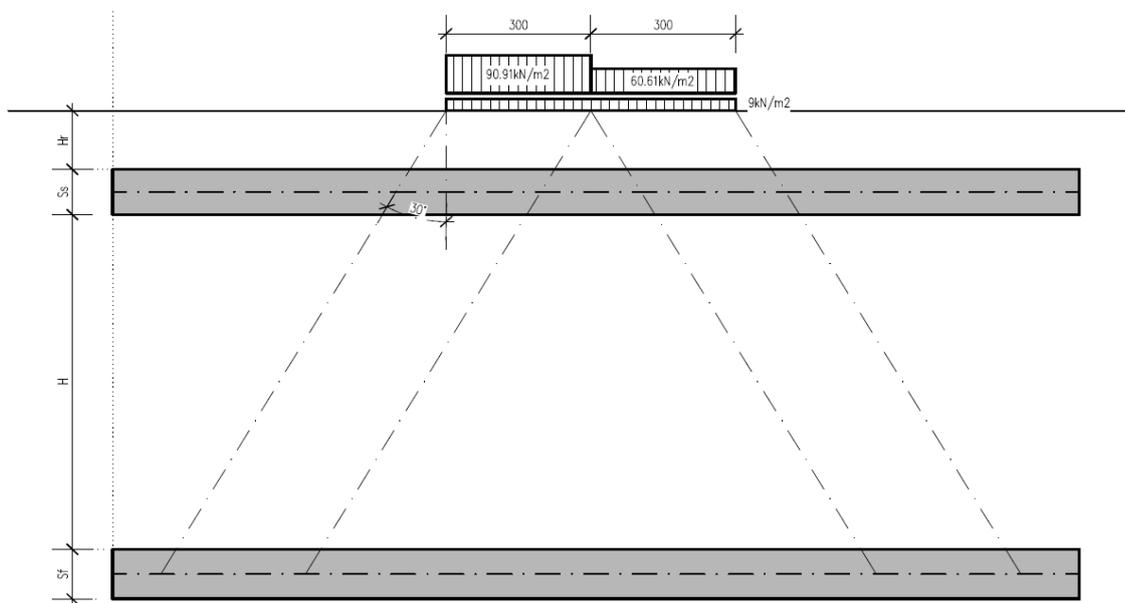
$$L_{dl, sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 3.27 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl, inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 5.23 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



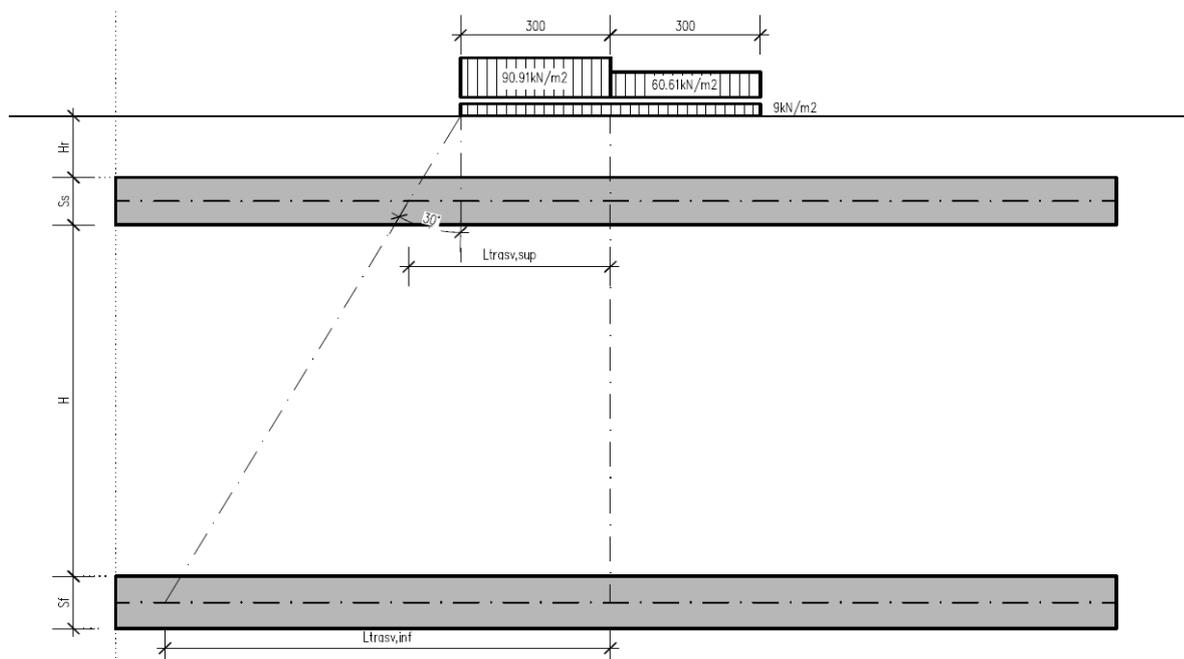
9.4.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

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

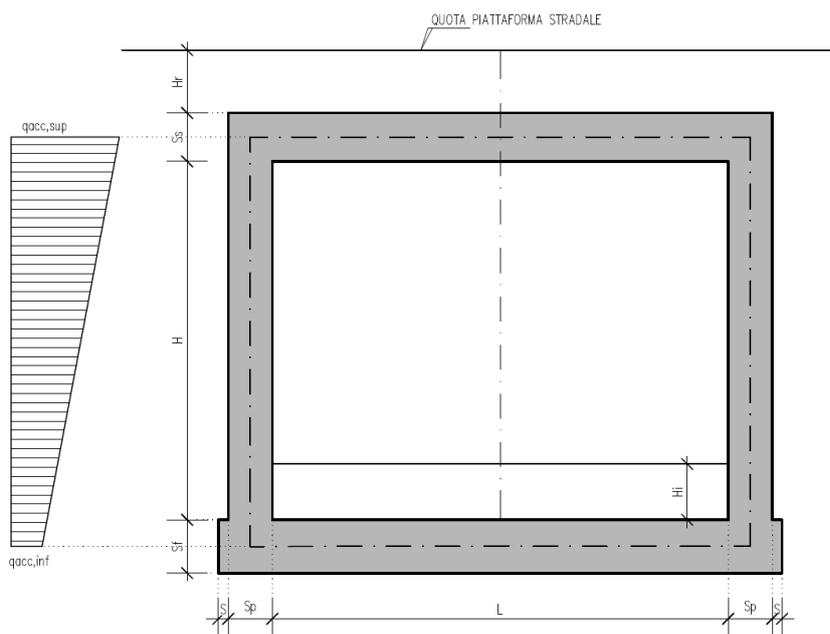
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = 4.07 \text{ m}$$

$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = 6.03 \text{ m}$$

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:

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = 22.80 \text{ kN/mq}$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = 9.61 \text{ kN/mq}$$

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.

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	

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:

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

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:

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

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

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

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

Nel caso in esame risulta:

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

S.S. 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	

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:

$$q_f = 367.56 / 6.84 * 2.80 = 18.24 \text{ kN/mq.}$$

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:

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

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.

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

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

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

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:

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

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

Assumendo come umidità relativa

$U_r = 70\%$

Si hanno i seguenti risultati:

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

si determina quindi la variazione termica equivalente:

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

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_AS_03_02– SEZIONE SCATOLARE 450x300 CM

MODELLO NUMERICO (PROSAP VER 20.7.0):

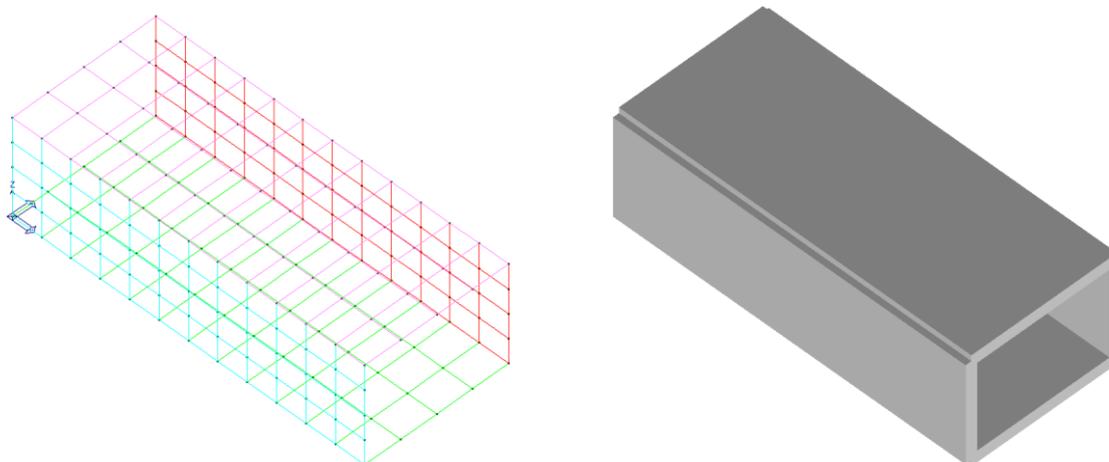


Immagine dal modello numerico

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

PIEDRITTI	
DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	100 cm
DIREZIONE TRASVERSALE (DIR. PERPENDICOLARE AL TOMBINO)	85 cm
SPESSORE	40 cm

SOLETTA SUP. E INF.	
DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	100 cm
DIREZIONE TRASVERSALE (DIR. PERPENDICOLARE AL TOMBINO)	122.5 cm
SPESSORE	40 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0,30
Carico terreno	1800	1.2
Sovraccarico soletta inferiore	1000	1.35

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	

9.5.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio	0.40 x 2500 = 1000	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	0.30 x 2200 = 660	KN/m ²
Peso terreno	1.2 x 1800 = 2160	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	0.40 x 2500 = 1000	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	1.35 x 1000 = 1350	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.

9.5.2 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 involucro tra le combinazioni di:

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. 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.

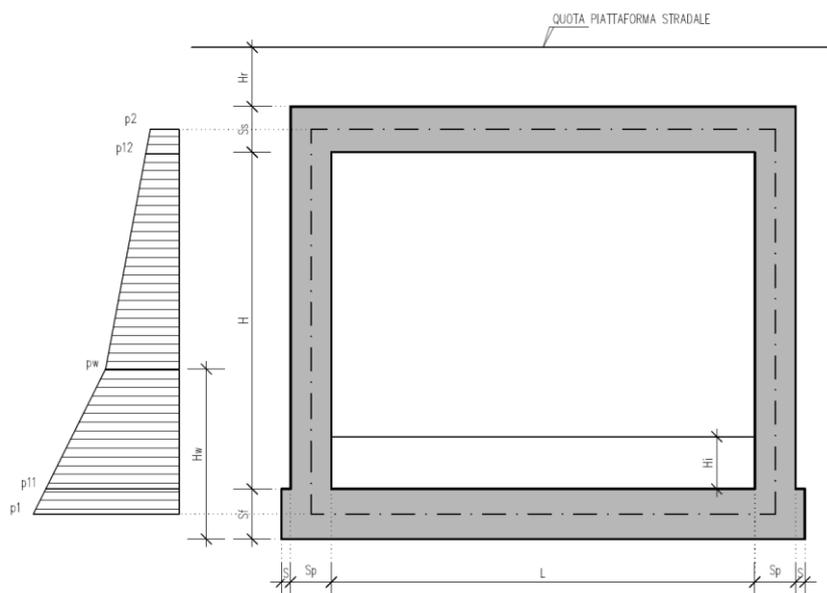
Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

9.5.3 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/m²).

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

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:

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

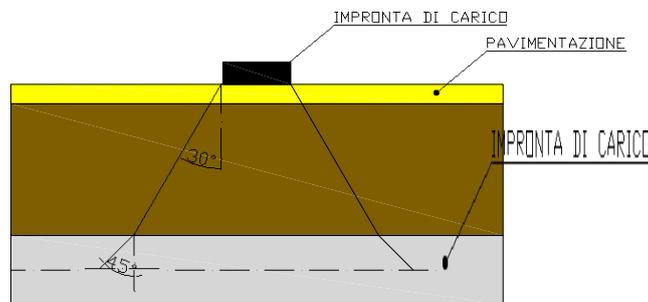
S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Nel caso in esame risulta:

$$Ldl = 1.60 + 2 * (1.2 * \operatorname{tg}30^\circ + 0.20) = 4.08 \text{ m}$$

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:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (1.2 * \operatorname{tg}30^\circ + 0.20) = 4.88 \text{ m}$$

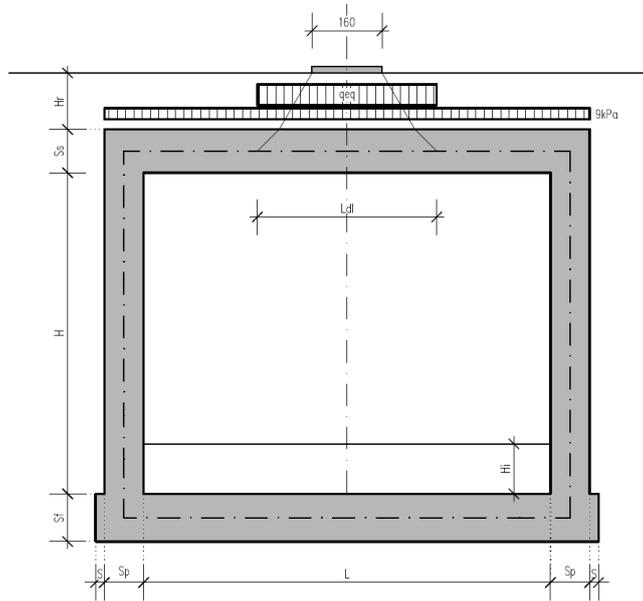
Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600 + 400) / (4.08 * 4.88) = 50.29 \text{ kN/mq}$$

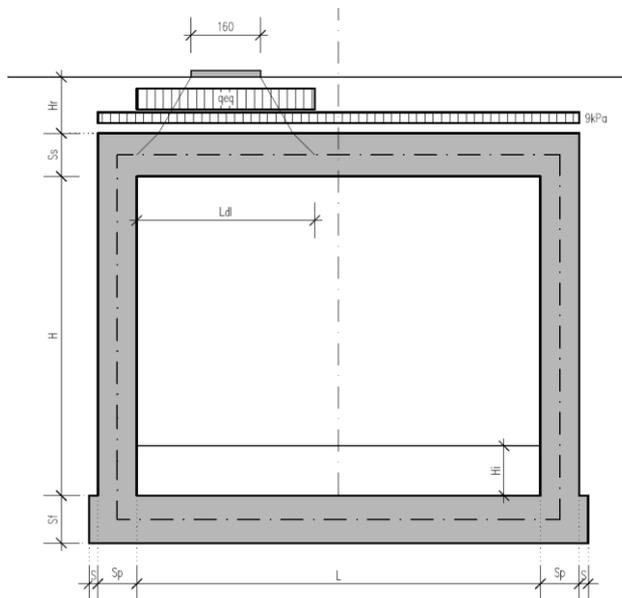
Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

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)

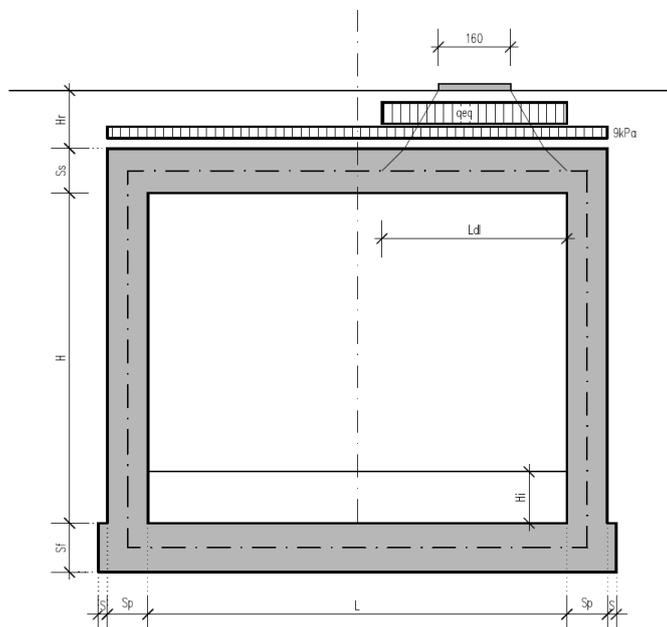
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem può essere variata sulla soletta come indicato dagli schemi seguenti per la massimizzazione delle diverse tipologie di sollecitazione:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM CENTRATO

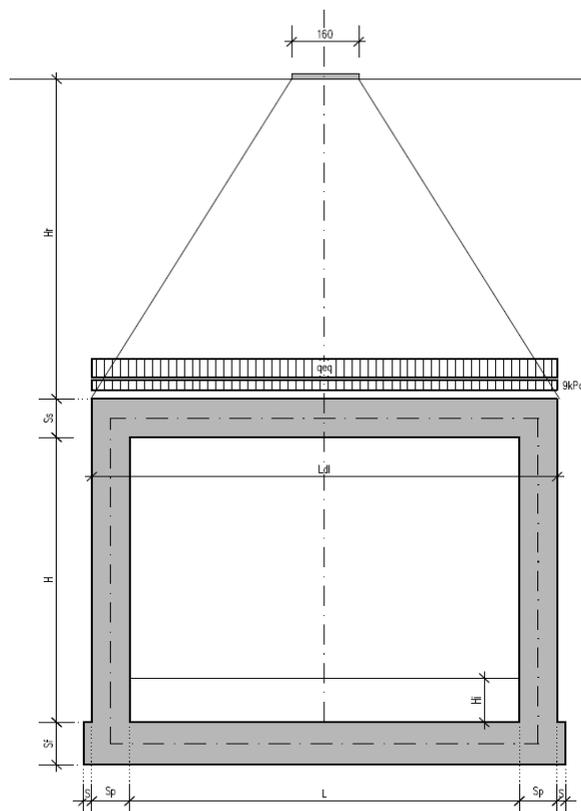


SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO



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

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

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)

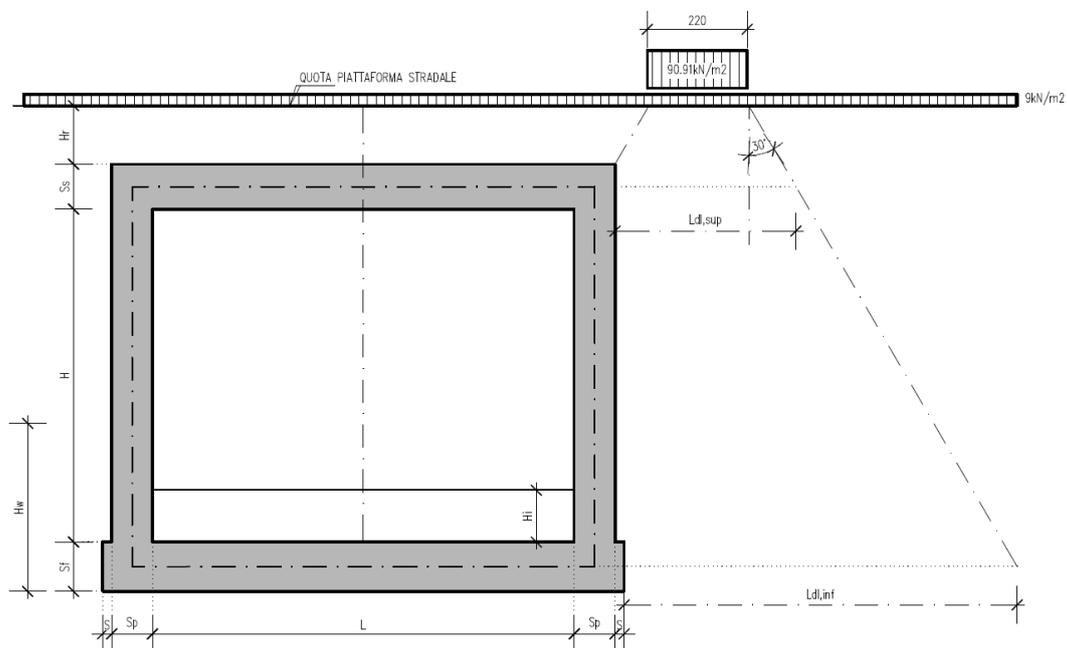
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

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

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

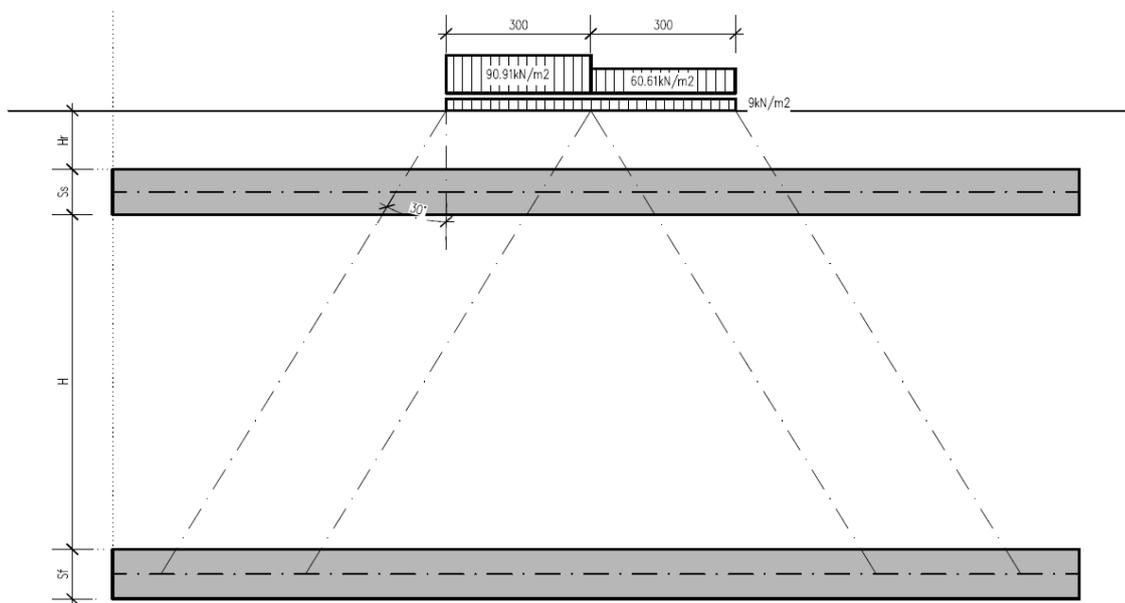
$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 3.44 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 5.40 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



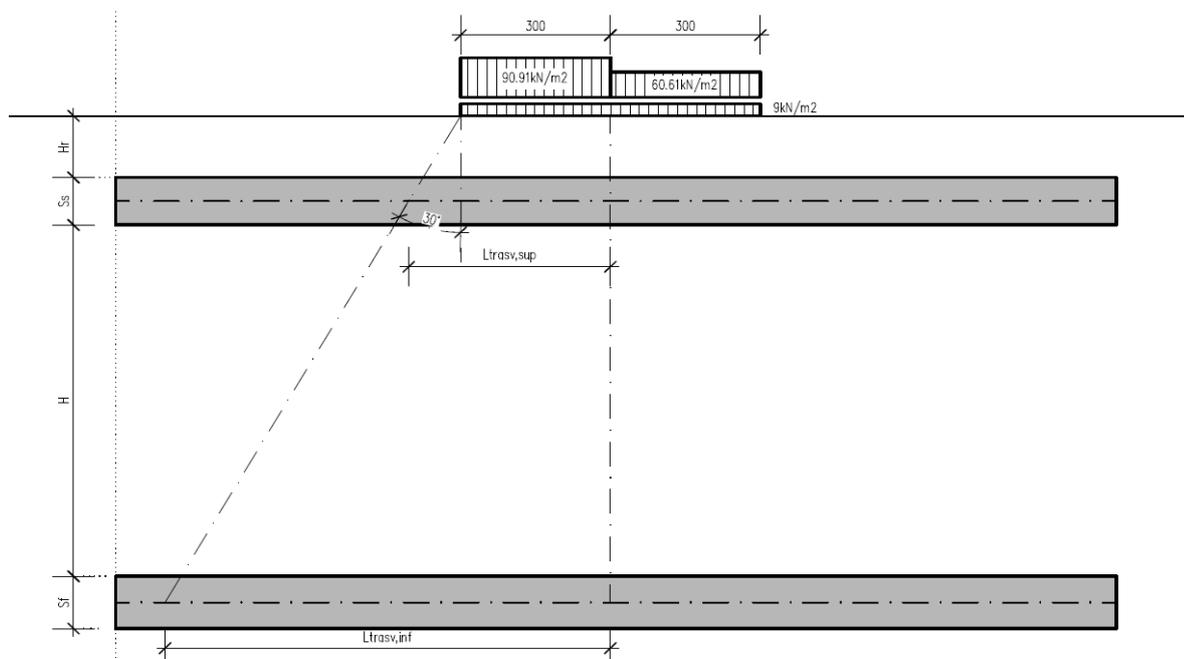
9.5.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

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



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

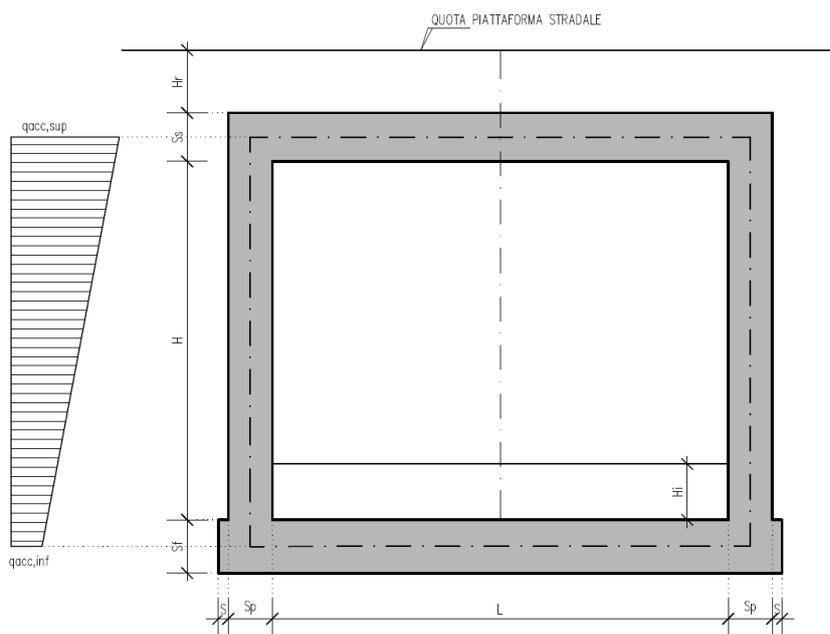
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = 4.24 \text{ m}$$

$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = 6.20 \text{ m}$$

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:

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = 20.77 \text{ kN/mq}$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = 9.04 \text{ kN/mq}$$

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.

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	

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:

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

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:

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

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	

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:

$$q_f = 367.56 / 6.84 * 2.80 = 18.40 \text{ kN/mq.}$$

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:

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

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.

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

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

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

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

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

(con fck in N/mm²)

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	

Assumendo come umidità relativa

$U_r = 70\%$

Si hanno i seguenti risultati:

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

si determina quindi la variazione termica equivalente:

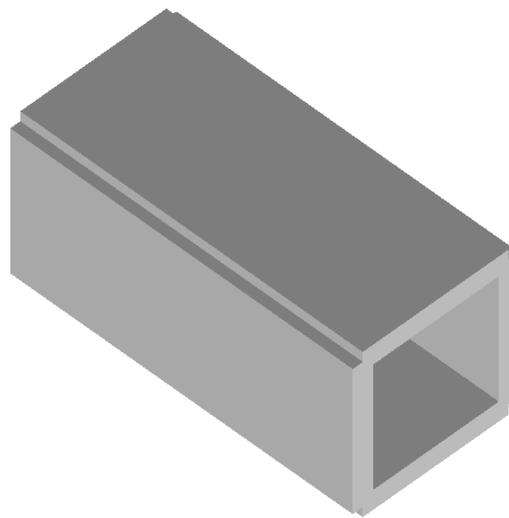
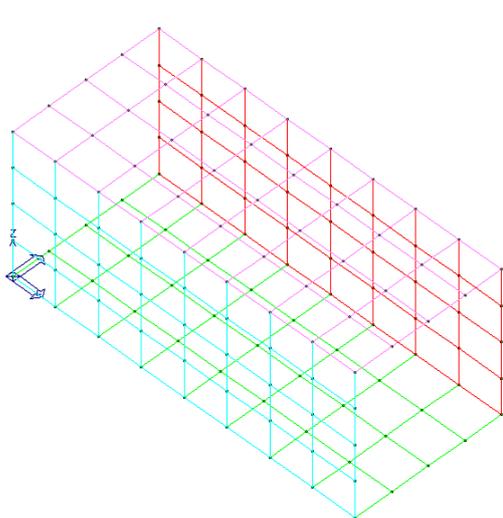
coeff. espansione termica	$\alpha = 0.00001$
variazione termica $\Delta T = \epsilon_{cs}/\alpha$	$\Delta T = -29.8 \text{ °C}$

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

9.6 TM_AS_04– SEZIONE SCATOLARE 250x200 CM

MODELLO NUMERICO (PROSAP VER 20.7.0):



DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	100 cm
DIREZIONE TRASVERSALE (DIR. PERPENDICOLARE AL TOMBINO)	72.5 cm
SPESSORE	40 cm

STRATIGRAFIA CONSIDERATA AI FINI DEL CALCOLO:

Strato	Densità [kg/mc]	Spessore [m]
Carico Stradale	2200	0
Carico terreno	1800	1.6
Sovraccarico soletta inferiore	1000	0.89

9.6.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

Peso proprio $0.40 \times 2500 = 1000$ KN/m²

Peso terreno $1.6 \times 1800 = 2880$ KN/m²

Soletta inferiore

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	

Peso proprio 0.89 x 1000 = 890 KN/m²

Piedritti

Peso proprio 0.40 x 2500 = 1000 KN/m²

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, nella CDC 4 il peso dell' acqua gravante sulla soletta di base.

9.6.2 Spinta delle terre

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

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

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

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

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

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

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

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	

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.

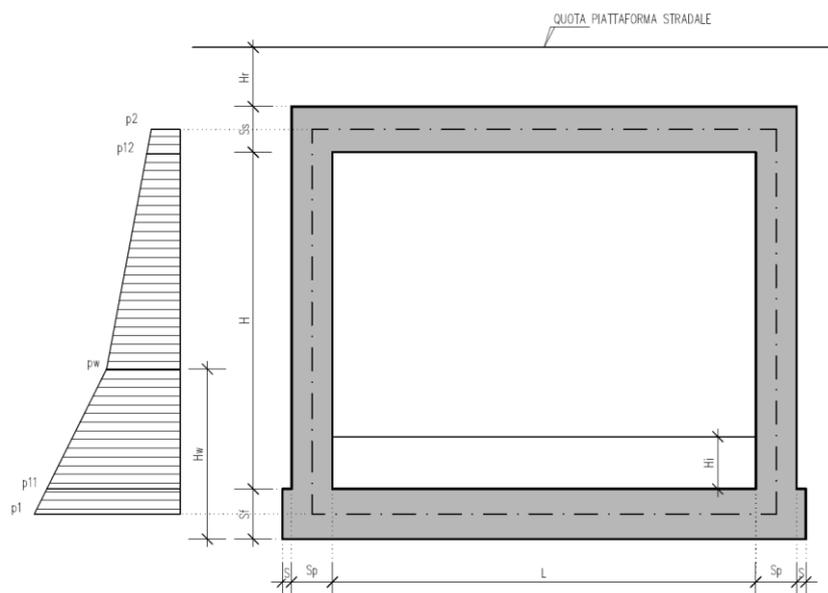
In seguito vengono riportate le determinazioni dei carichi similmente a quanto visto per i tombini stradali, con la differenza che in questo caso il carico tandem è assente e mentre il carico $qk1$ si considera pari al carico folla senza fare distinzione tra le corsie di carico:

$$Q1k = Q2k = Q3k = 0 \text{ kN.}$$

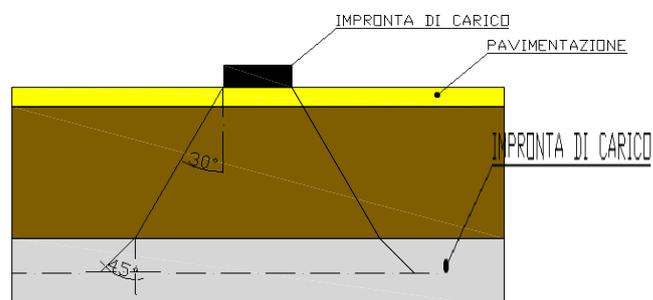
$$q1k = 4 \text{ kN/mq.}$$

9.6.3 Sovraccarichi sulla soletta superiore

I casi di carico da CDC9 a CDC12 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dal sovraccarico folla di 4 kN/mq.



Analogamente a quanto visto per i tombini stradali, 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.



9.6.4 Diffusione del sovraccarico in direzione longitudinale (parallela all'asse della strada)

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

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

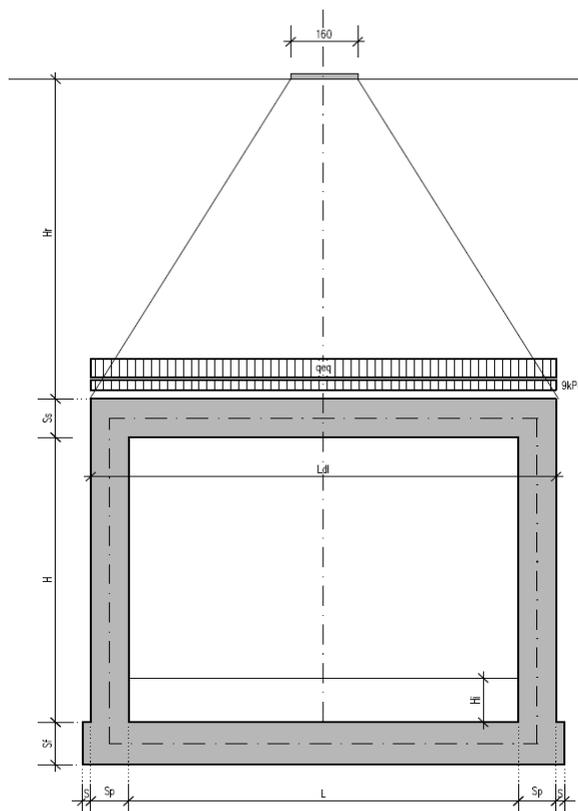
Nel caso in esame risulta:

$$Ldl = 1.60 + 2 * (1.6 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 3.85 \text{ m}$$

9.6.5 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:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (1.6 * \text{tg}30^\circ + 0.20) = 4.65 \text{ m}$$



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 considera il carico uniformemente distribuito dei 4kN/mq e applicate su una superficie rettangolare larga 3.0 m e lunga 2.20 m.

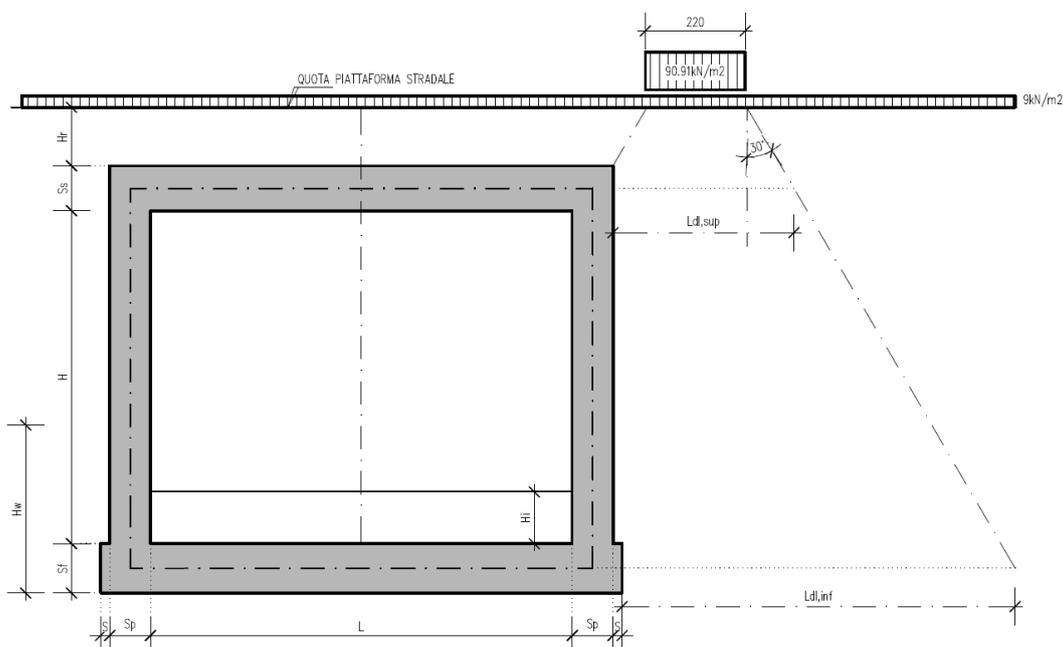
Anche in questo caso si tiene in conto la diffusione del carico attraverso il rilevato sia in direzione longitudinale che trasversale.

9.6.6 Diffusione del sovraccarico in direzione longitudinale (parallela all'asse stradale)

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

$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 3.32 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 5 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



9.6.7 Diffusione del sovraccarico in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

In direzione trasversale, considerando la ripartizione trasversale del carico distribuito

Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto al sovraccarico folla di 4kN/mq. La larghezza di diffusione del sovraccarico in direzione longitudinale è pari a:

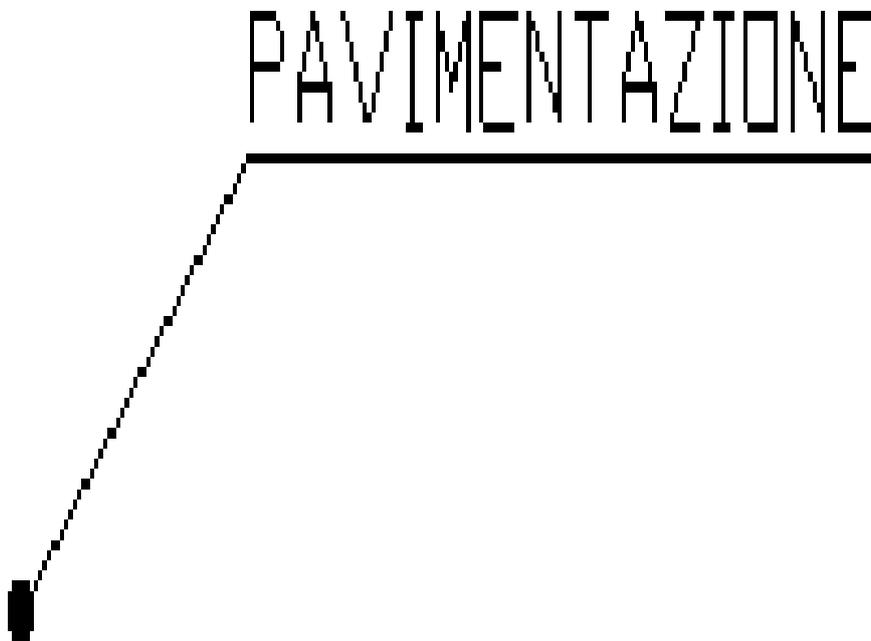
S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	<i>Relazione di calcolo</i>	

$$Ldt, sup = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss/2)] = 4.12 \text{ m}$$

$$Ldt, inf = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (Hr + Ss + H + Sf/2)] = 5.80 \text{ m}$$

9.6.8 Definizione dei carichi di progetto

Non essendo presente il carico tandem o comunque altre tipologie di carichi di impronta, le spinte attive e passive del terreno indotte dal sovraccarico si limitano al quelle dovute ai 4 kN/mq.



SPINTA SUL PIEDRITTO GENERATA DAL CARICO DA TRAFFICO

Il contributo del sovraccarico vale:

$$qacc, sup = 2 \times Q1, k \times (Ldt, sup \times Ldl, sup) \times k0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$qacc, inf = 2 \times Q1, k \times (Ldt, inf \times Ldl, inf) \times k0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

Spinta sul piedritto generata dal sovraccarico folla $q1k = 4 \text{ kN/m}^2$ sul rilevato

$$p = k0 \times q1k = 0.505 \times 9 = 2.018 \text{ kN/m (spinta a riposo, piedritto sinistro/destro)}$$

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	

9.6.9 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.

9.6.10 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:

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

9.6.11 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:

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	

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0}$$

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)	k_h
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

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	

Ur=70%

Si hanno i seguenti risultati:

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

9.7 TM_SV02_11– SEZIONE SCATOLARE 200x250 CM

MODELLO NUMERICO (PROSAP VER 20.7.0):

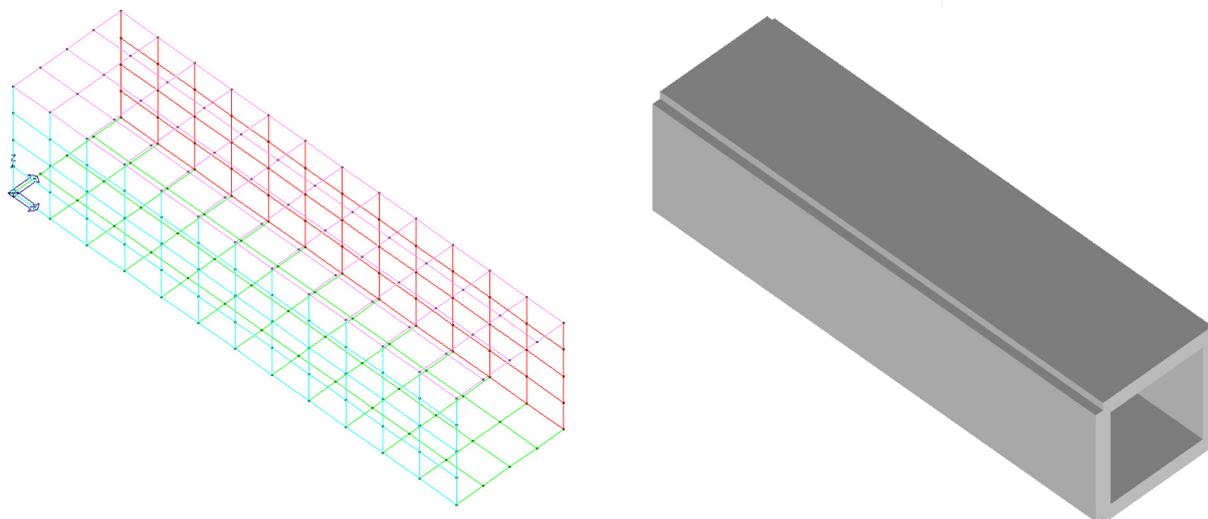


Immagine dal modello di calcolo.

DIMENSIONI ELEMENTI SHELL:

DIREZIONE LONGITUDINALE (DIR. PARALLELA AL TOMBINO)	100 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	0,45
Carico terreno	1800	1,1
Sovraccarico soletta inferiore	1000	0,89

9.7.1 Descrizione dei pesi propri e carichi permanenti portati

Soletta superiore

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

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

Peso terreno	1.1 x 1800 = 1980	KN/m ²
Peso sovrastruttura stradale	0.45 x 2200 = 990	KN/m ²

Soletta inferiore

Peso proprio	0.40 x 2500 = 1000	KN/m ²
Sovraccarico dovuto alla falda interna	0.89 x 1000 = 890	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 CDC2i 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.

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

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.

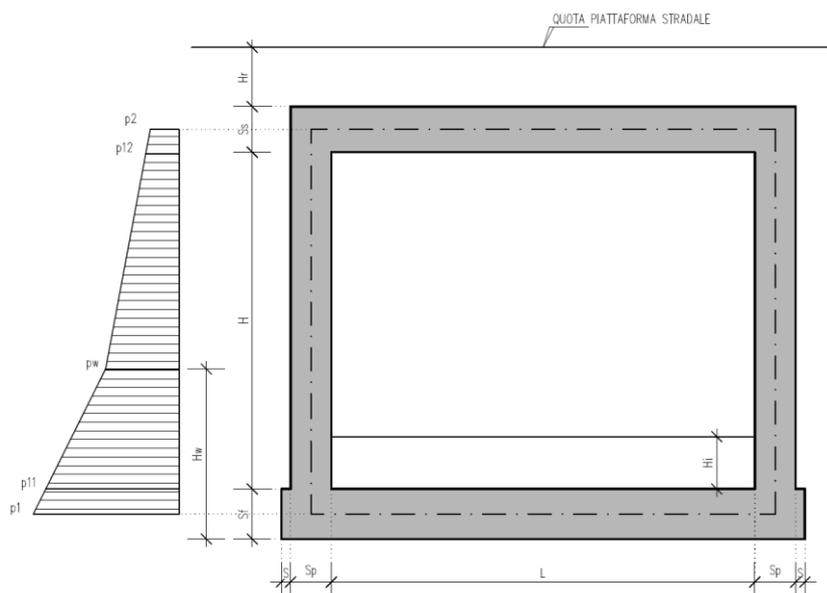
Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

9.7.3 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/m²).

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

9.7.4 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:

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

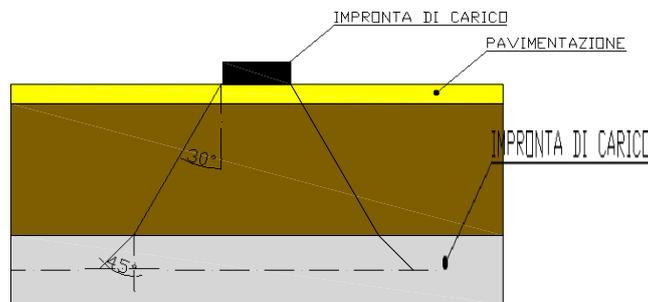
S.S. n131 "Carlo Felice" Potenziamento – messa in sicurezza dal km 192+500 al km 209+500 Da Km 192+500 a 198+500		
CA349	Relazione di calcolo	

Nel caso in esame risulta:

$$Ldl = 1.60 + 2 * (1.1 * \operatorname{tg}30^\circ + 0.20) = 3.79 \text{ m}$$

9.7.5 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:

$$Ldt = 2.40 + 2 * (1.1 * \operatorname{tg}30^\circ + 0.20) = 4.56 \text{ m}$$

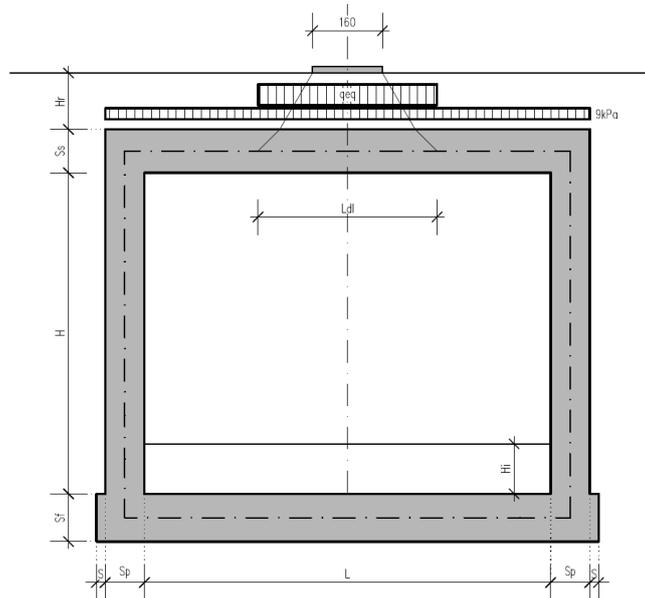
Poiché la diffusione è maggiore rispetto alla larghezza convenzionale si ha la sovrapposizione parziale tra la diffusione delle 2 maggiori corsie.

$$Q = (600+400)/(3.79+4.56) = 34.51 \text{ kN/mq}$$

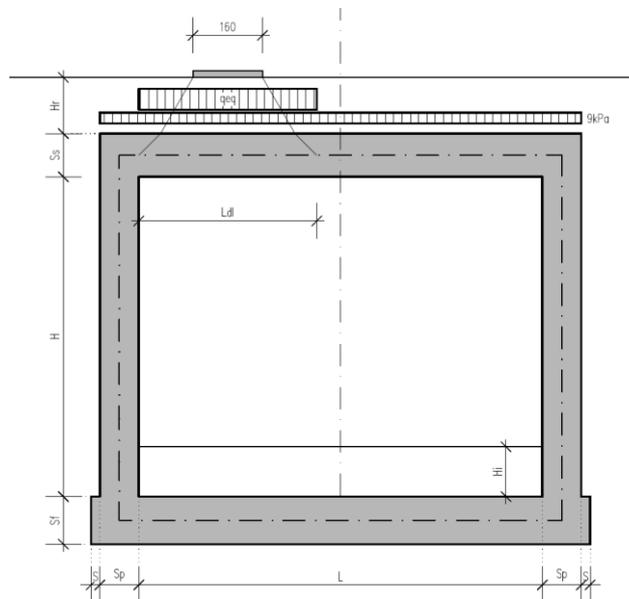
Questa condizione è peggiorativa rispetto a considerare 1 sola colonna di carico.

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)

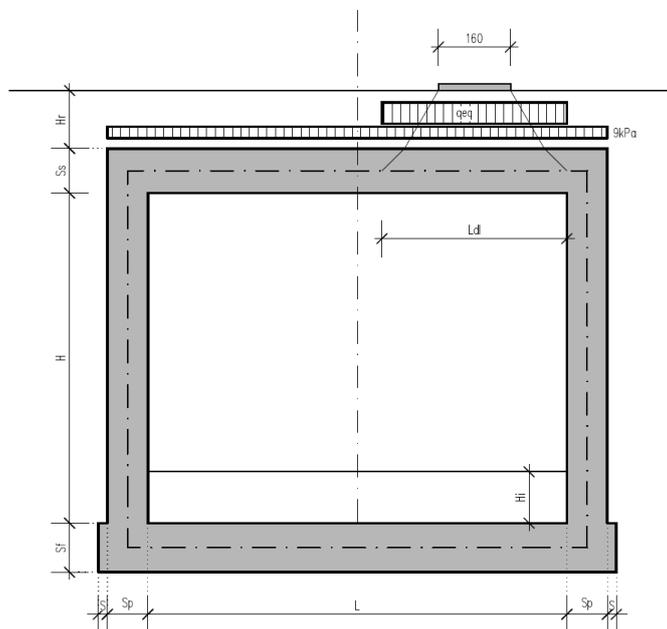
La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem può essere variata sulla soletta come indicato dagli schemi seguenti per la massimizzazione delle diverse tipologie di sollecitazione:



SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM CENTRATO

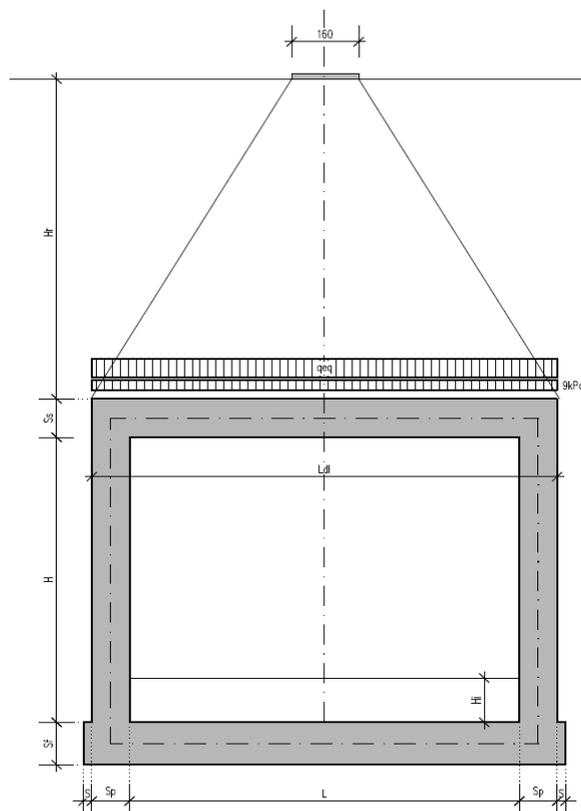


SCHEMA DI DIFFUSIONE DEL CARICO DA TRAFFICO –CARICO TANDEM FILO PIEDRITTO SINISTRO



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

Si noti che se $L_d > L + 2 \times S_p$ (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.



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	

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.

9.7.6 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.

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

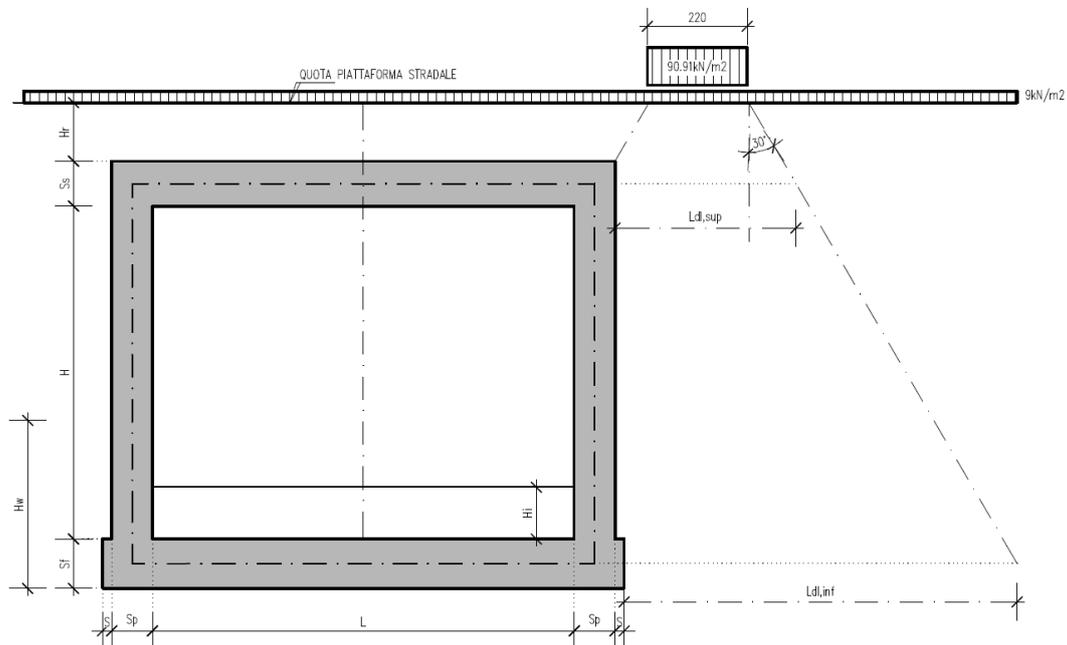
Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore:

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

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

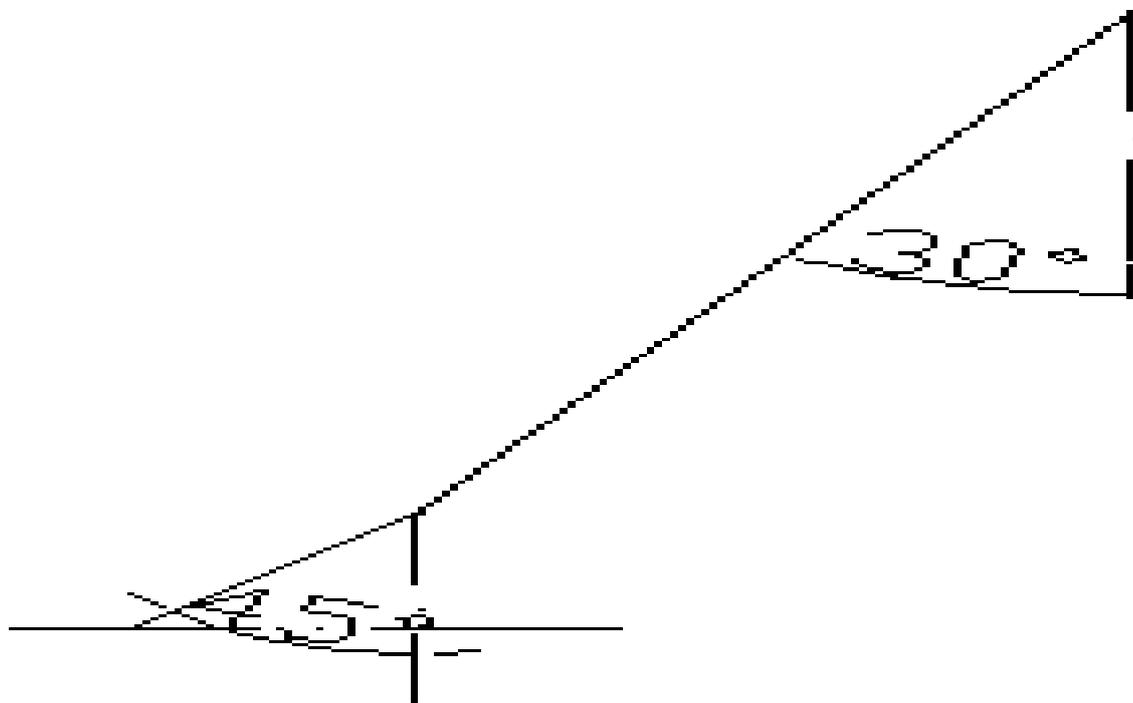
$$L_{dl,sup} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2)] = 3.29 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta superiore})$$

$$L_{dl,inf} = 2.2 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (2 \times H_r + S_s/2 + H + S_f/2)] = 4.97 \text{ m} \quad (\text{piano medio soletta inferiore})$$



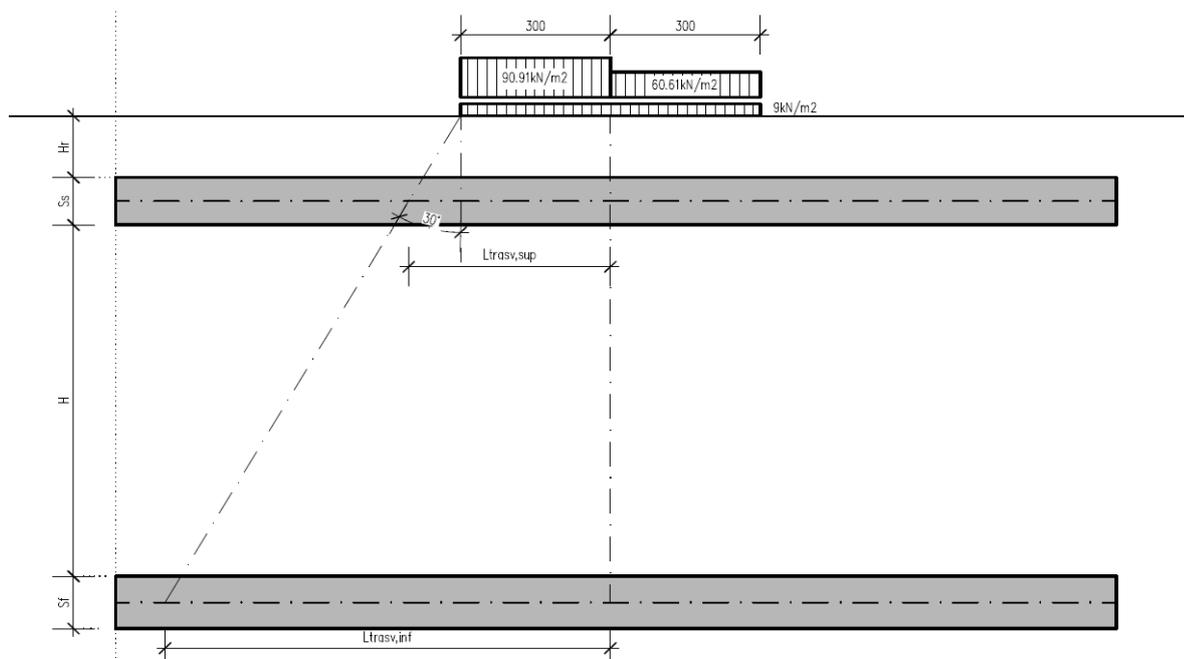
9.7.8 Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse stradale)

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:

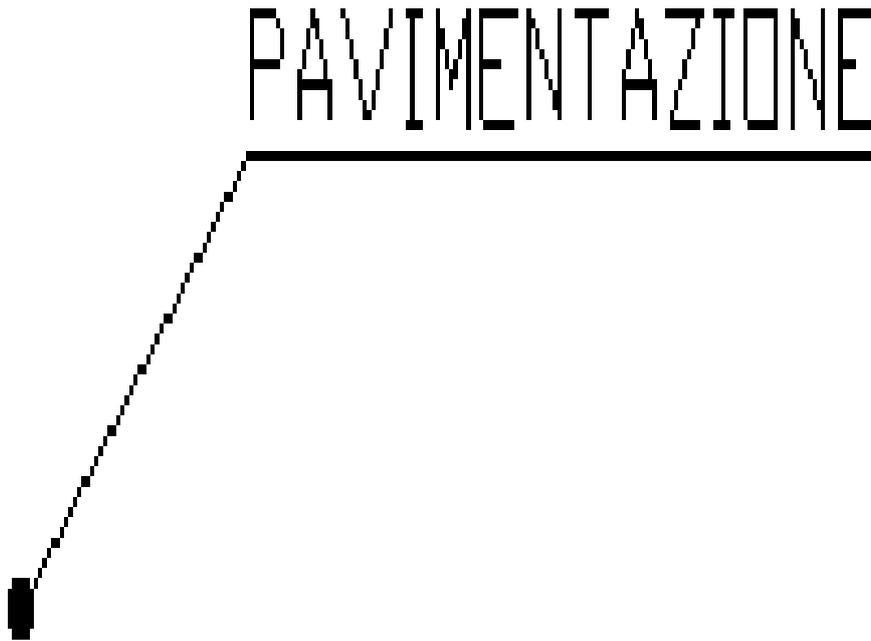
$$L_{dt,sup} = 3 \text{ m} + [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s/2)] = 4.09 \text{ m}$$

$$L_{dt,inf} = 3 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_r + S_s + H + S_f/2)] = 5.77 \text{ m}$$

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

9.7.9 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:

$$q_{acc,sup} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,sup} \times L_{dl,sup}) \times k_0 = 22.44 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{acc,inf} = 2 \times Q_{1,k} \times (L_{dt,inf} \times L_{dl,inf}) \times k_0 = 10.57 \text{ kN/m}^2$$

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 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.

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	

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:

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

9.7.10 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.

9.7.11 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. 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	

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:

$$q_f = 367.56 / 6.84 * 2.80 = 33.45 \text{ kN/mq.}$$

9.7.12 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:

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

9.7.13 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:

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

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

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

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

Assumendo come umidità relativa

$U_r = 70\%$

Si hanno i seguenti risultati:

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

si determina quindi la variazione termica equivalente:

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

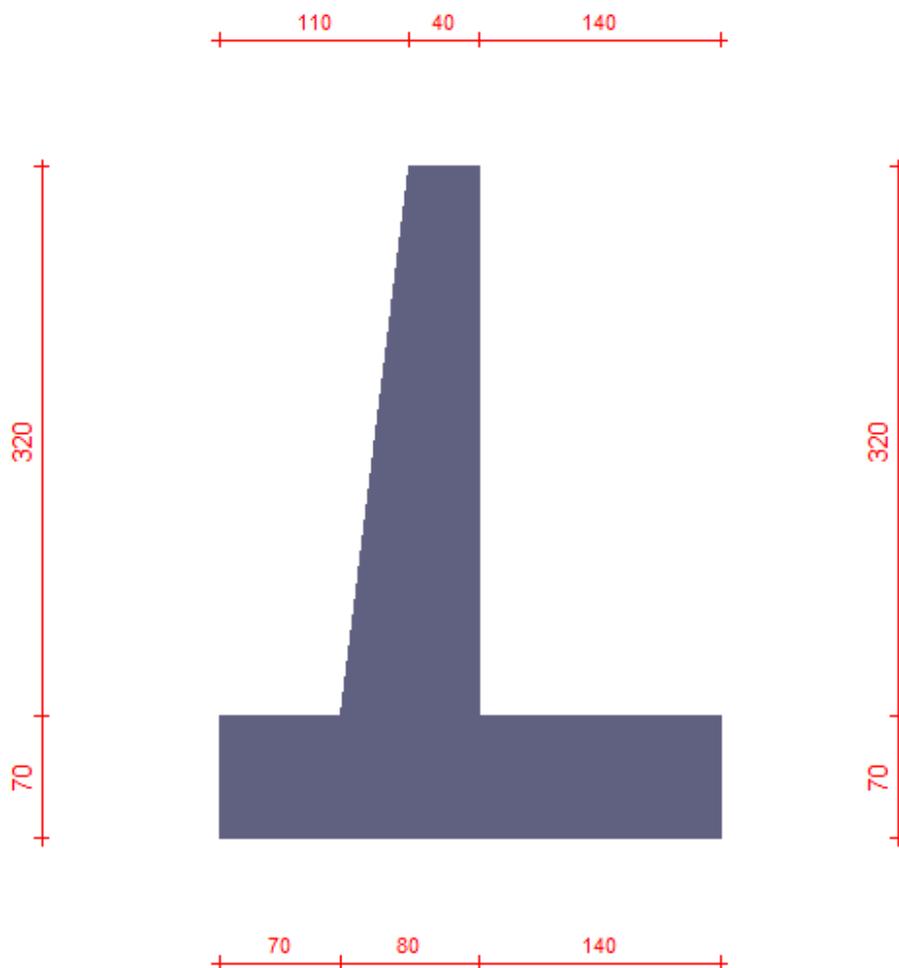
Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di h_0 , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a $\Phi (t = \infty) = 1.6$. Di conseguenza la variazione termica negativa equivalente applicata sarà

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

10. ANALISI E VERIFICA DEI MURI DI IMBOCCO

Nel seguente paragrafo verrà riportata la verifica del muro maggiormente sollecitato, essendo i retanti di dimensioni inferiori e soggetti ad azioni di minor entità.

Si prenderà per cui in considerazione il muro d'ala sito in corrispondenza della tombinatura TM_AP_02, lo stesso posto all'imbocco dei prefabbricati DN1500.



10.1 Descrizione della normativa e del metodo di calcolo

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

$$k_h = \beta_m \cdot (a_{\max}/g) \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

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

Dove: β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito (§3.2.3.2);

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio (§3.2.3.2);

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_m sono 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV), 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD); per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario.

Il coefficiente S_s di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_s sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno;

K è il coefficiente di spinta del terreno;

h è l'altezza del muro;

$E_{ws} = 0$ spinta idrostatica (falda assente);

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico .

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dal progettista, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

10.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

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

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

Le ipotesi che stanno alla base del metodo sono quindi:

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

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

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

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

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

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

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

δ = angolo di attrito terreno-muro.

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

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

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

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

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

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

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

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

10.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza

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

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

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

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

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

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

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

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

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

β = inclinazione del pendio;

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

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

D = profondità della fondazione.

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

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

11. ALLEGATI

11.1 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

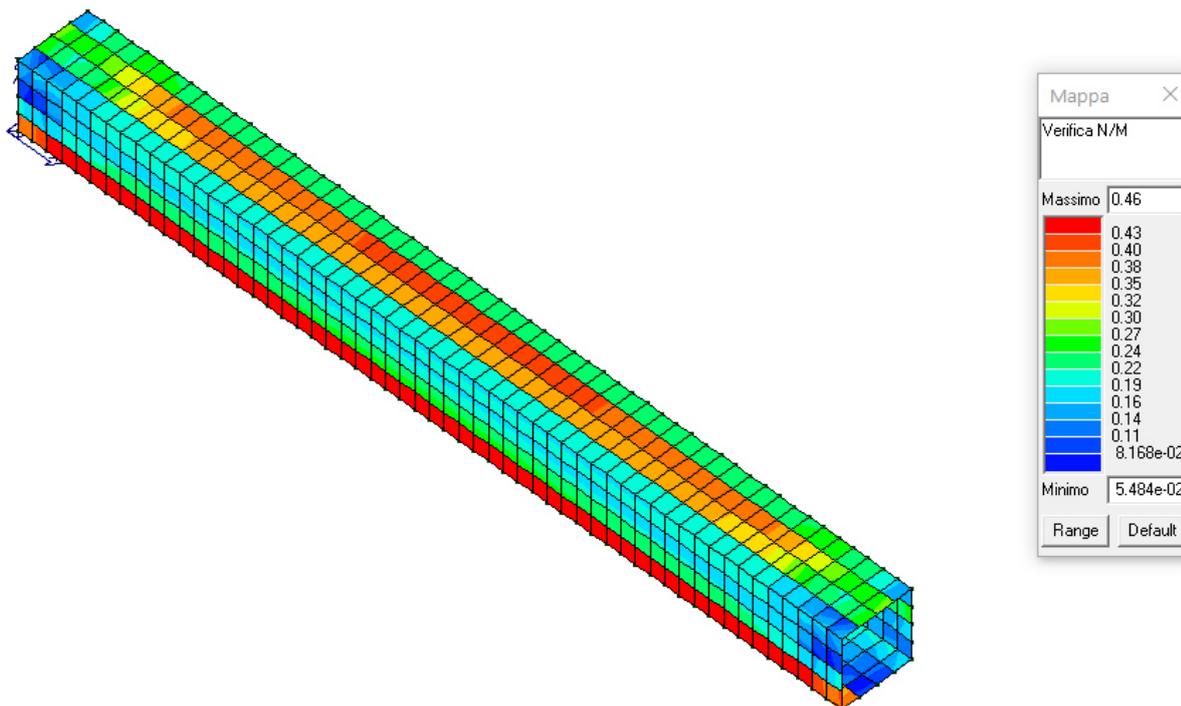
11.1.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

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

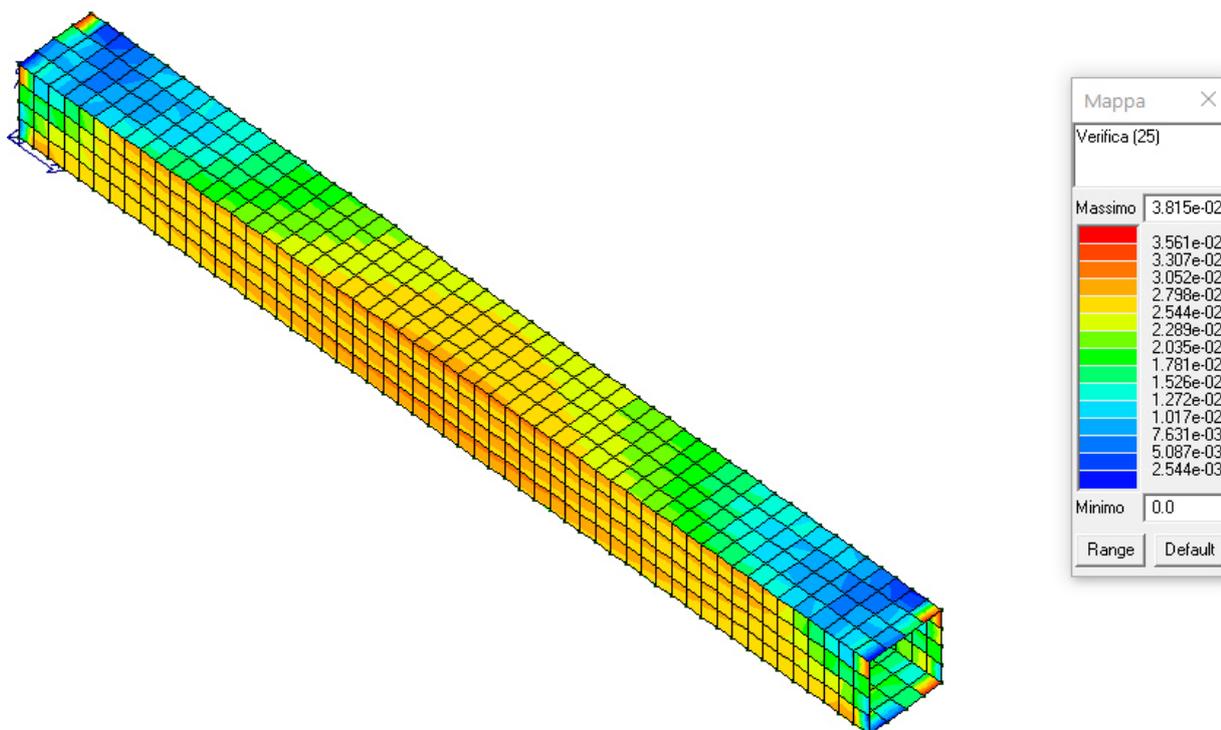
- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd
- Rapporto x/d (SLU): rapporto tra la posizione dell' asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)
- Verifiche a taglio: rapporto di verifica in direzione principale e secondaria
- Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE)

- Presenza o meno di richiesta di armatura integrativa al fine di verificare la struttura agli SLU e agli SLE (compresa la verifica di apertura delle fessure).

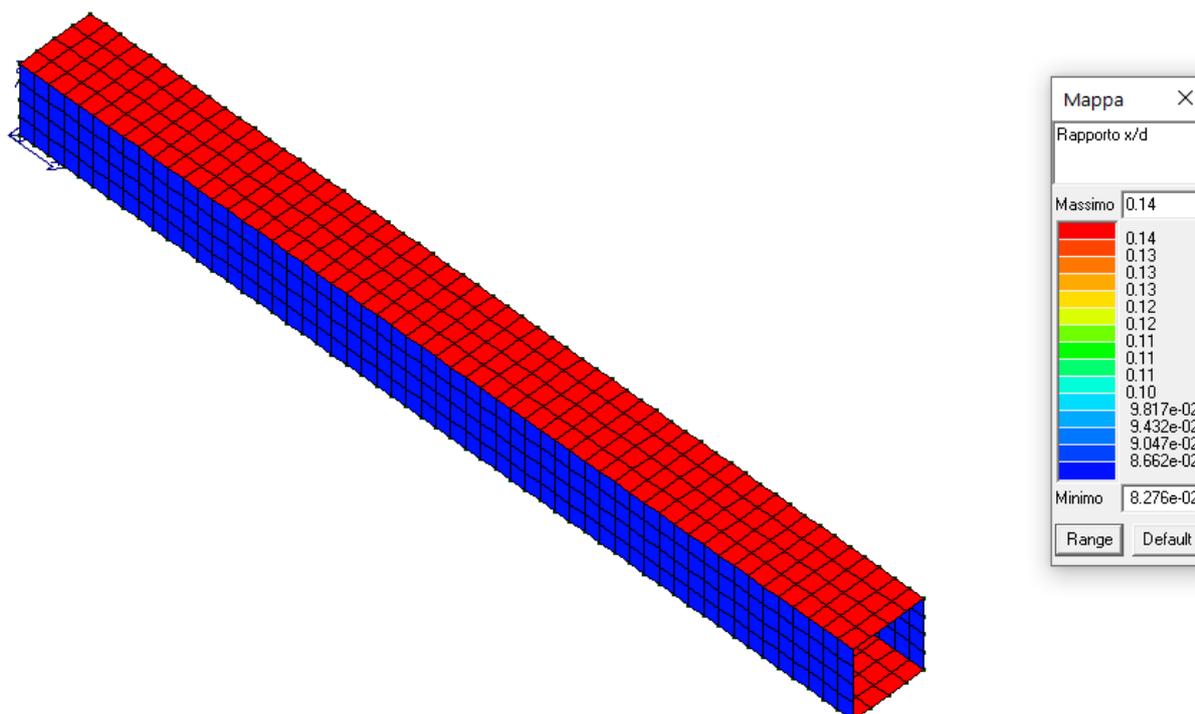
11.1.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione

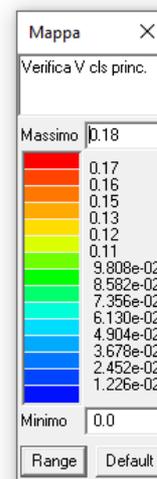
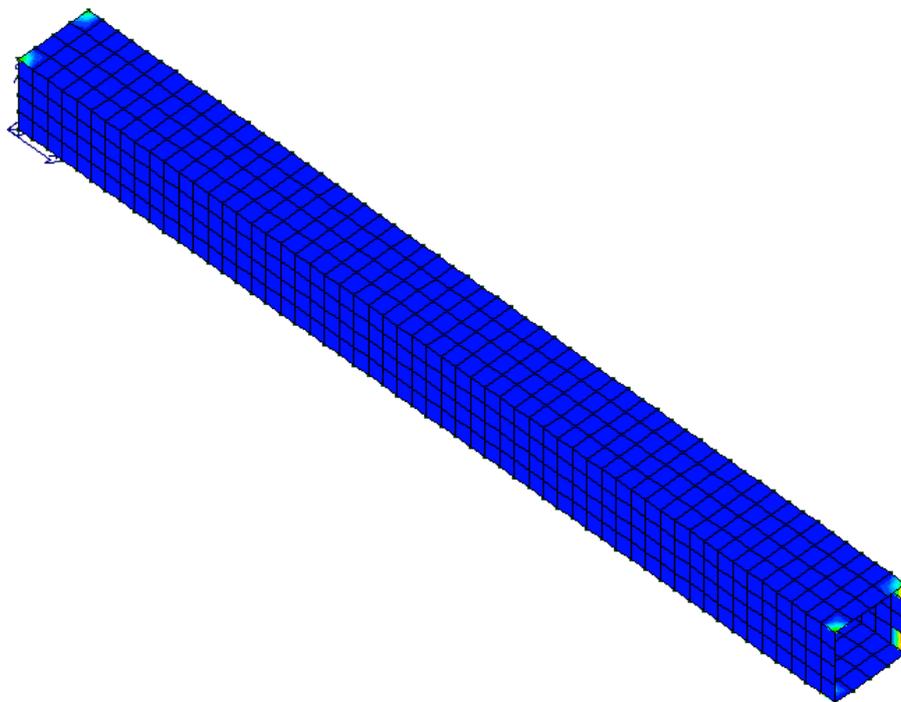


Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd

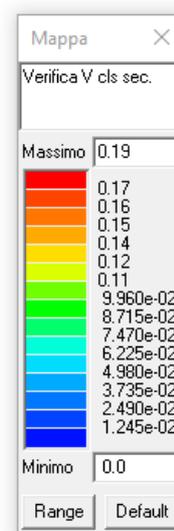
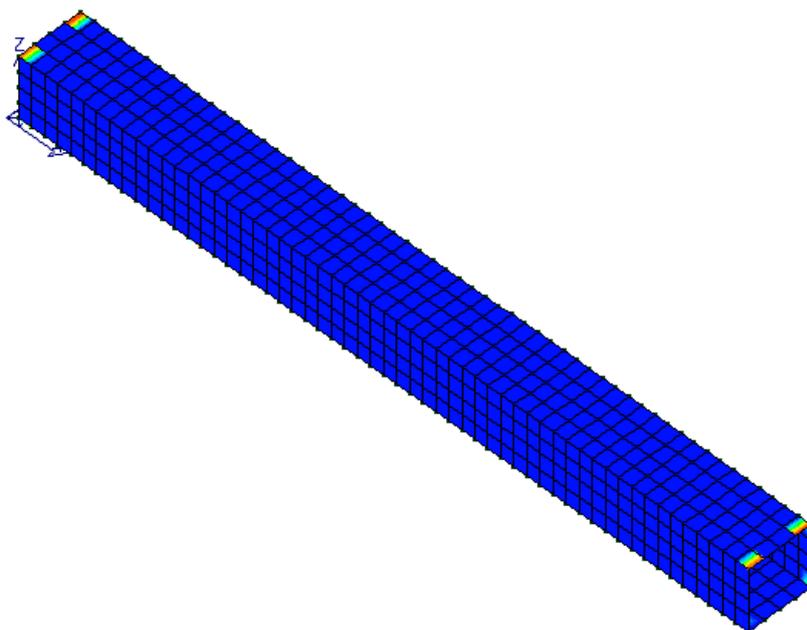


Rapporto tra la posizione dell' asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si

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



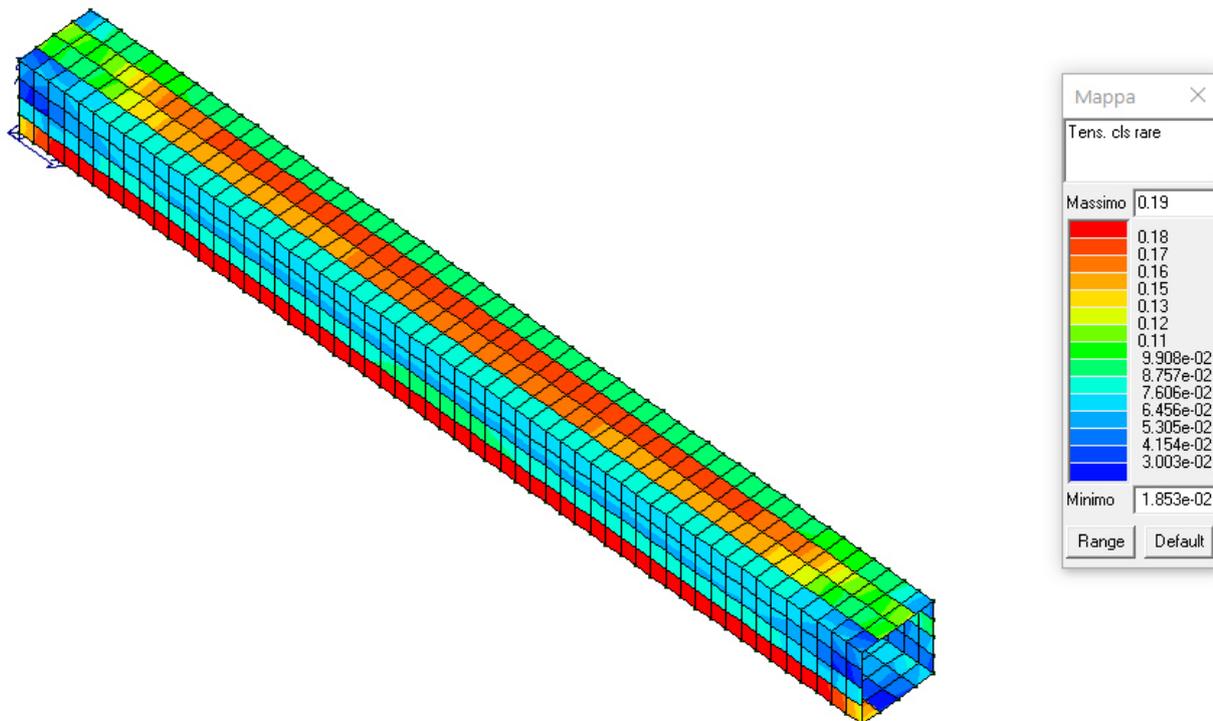
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



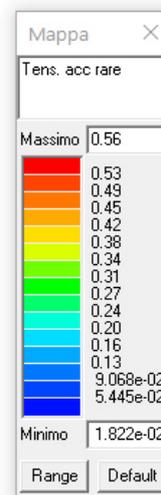
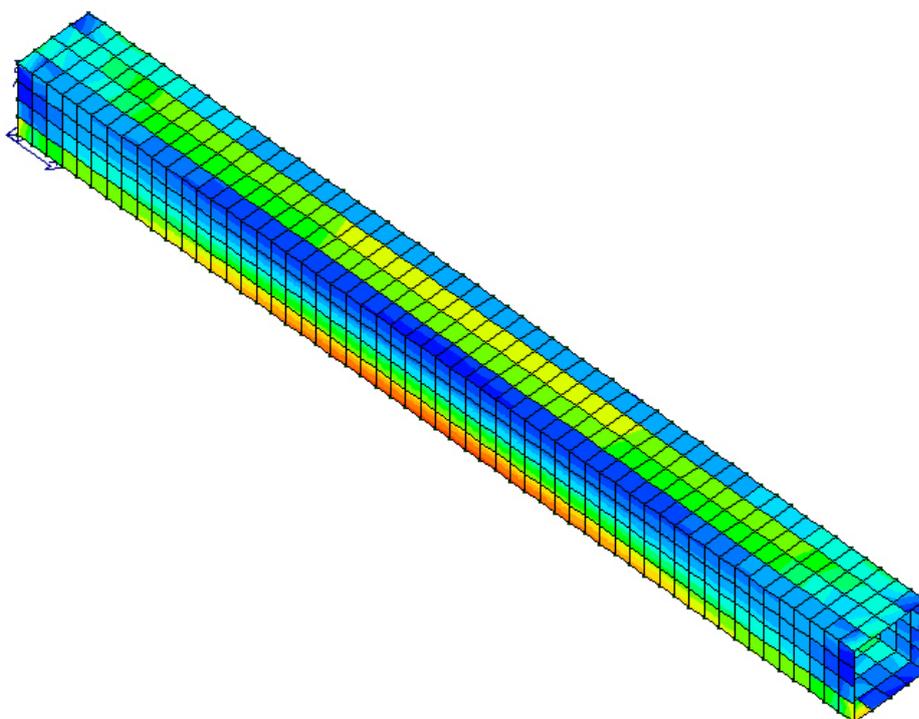
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.1.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

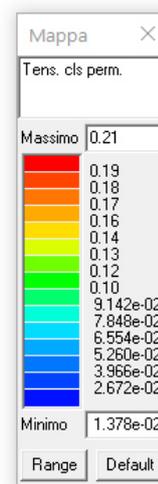
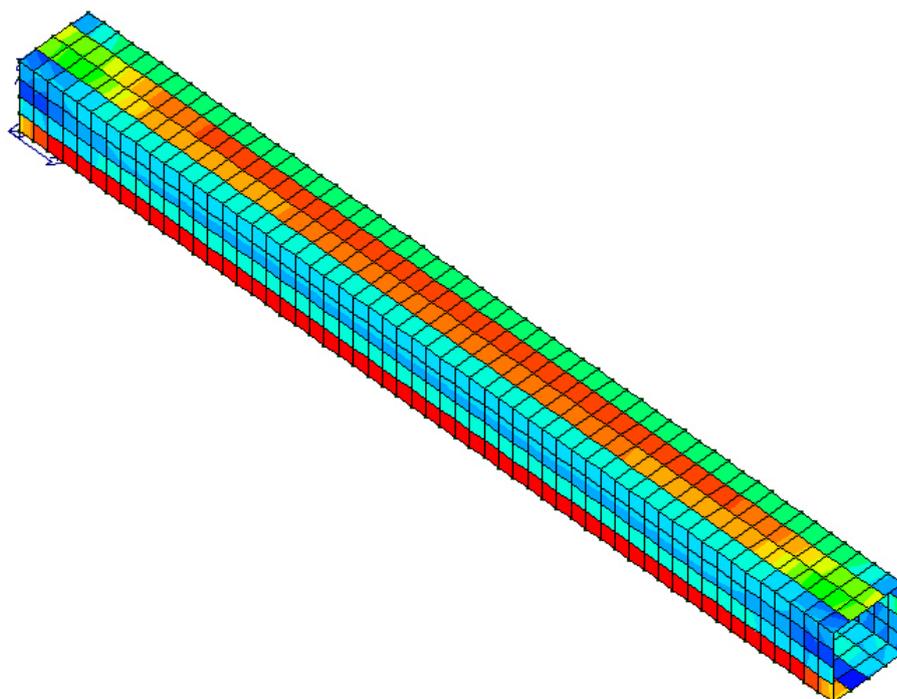
La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attive (a destra) – caso più gravoso.



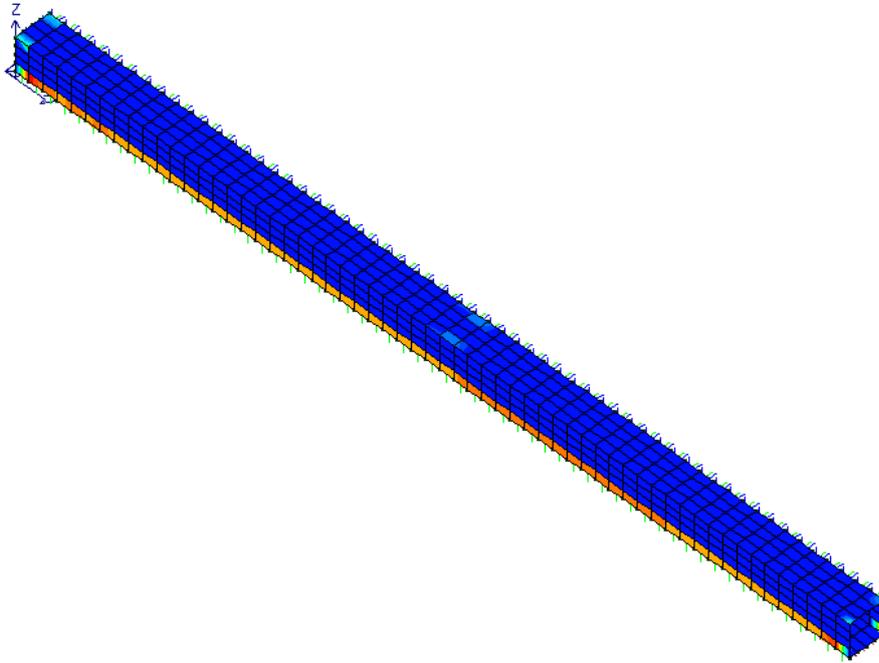
Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - rare)



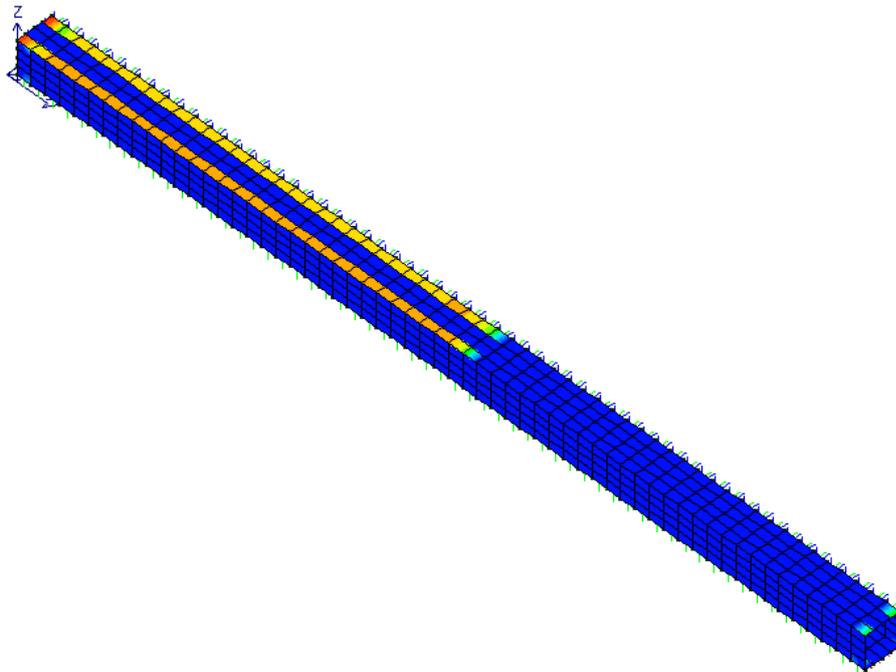
Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE – rare accidentali)



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



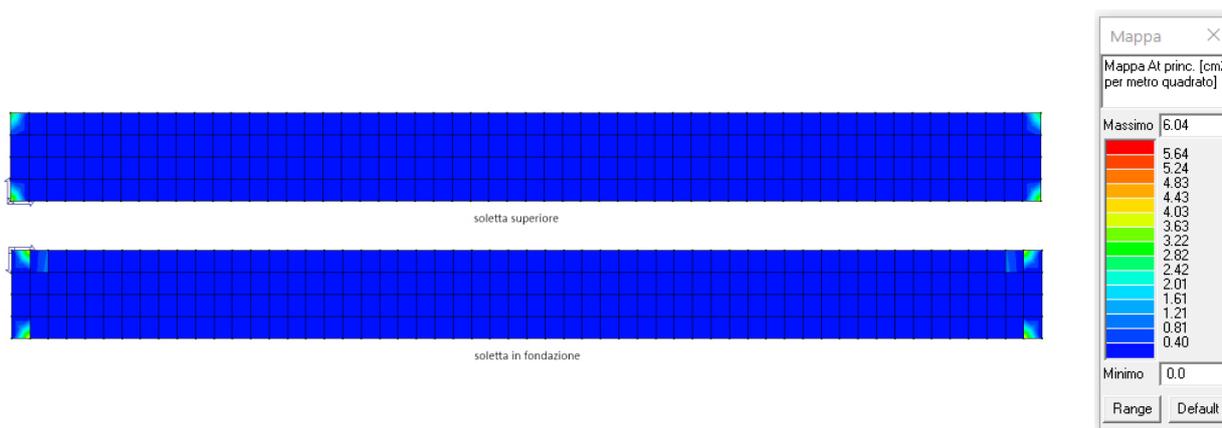
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



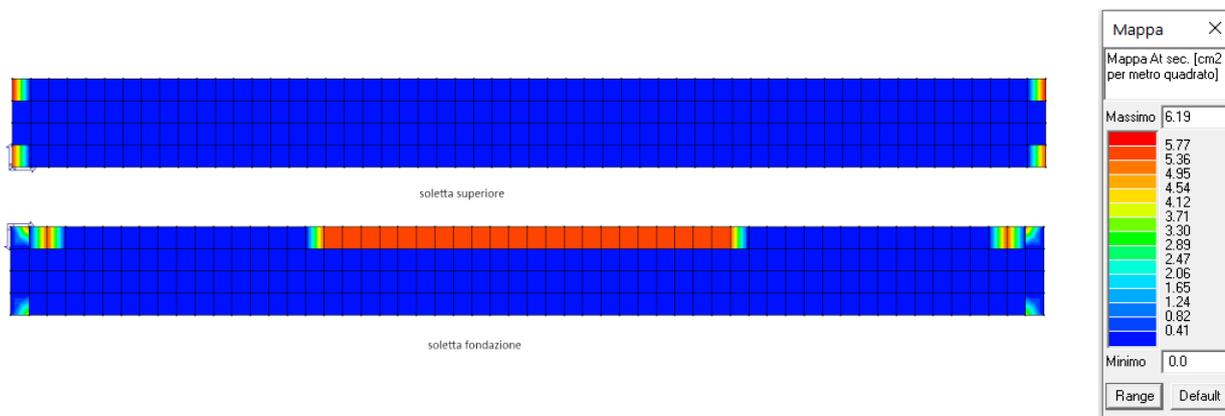
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.1.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

Alcuni elementi risultano verificati se viene prevista una integrazione di armatura nell' ordine di grandezza quale a quello riprotato in figura:



Integrazioni di armatura principale



Integrazioni di armatura secondaria

Alle estremità l' incremento di armatura necessaria è garantito dal rinforzo rappresentato dall' ingrandimento sezionale alle sezioni di inizio e di fine del tombino con le corrispettive armature. Per quanto riguarda l'armatura secondaria in fondazione si predispone un infittimento del passo tra le barre da 20 cm a 15 cm nei 12 metri centrali dello sviluppo longitudinale del tombino.

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

11.1.8. 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: rettangolare

Lato minore B dell'impronta: 2.4 m

Lato maggiore L dell'impronta: 28 m

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 67.2 mq

STRATIGRAFIA

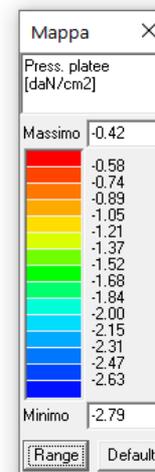
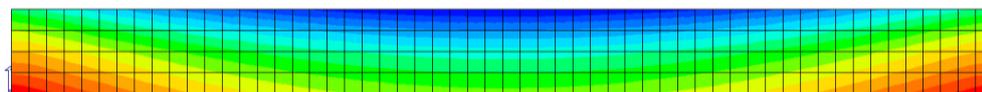
Numero strati: 8

Profondità falda: 2 m

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno
1	da 0.0 a -240.0 cm	240.0 cm	004 / Limo
2	da -240.0 a -480.0 cm	240.0 cm	005 / Argilla marnosa
3	da -480.0 a -535.0 cm	55.0 cm	003 / Ghiaia e sabbia compatta
4	da -535.0 a -1100.0 cm	565.0 cm	001 / Sabbia sciolta
5	da -1100.0 a -1170.0 cm	70.0 cm	003 / Ghiaia e sabbia compatta
6	da -1170.0 a -1340.0 cm	170.0 cm	002 / Sabbia limosa compatta
7	da -1340.0 a -1420.0 cm	80.0 cm	003 / Ghiaia e sabbia compatta
8	da -1420.0 a -1520.0 cm	100.0 cm	002 / Sabbia limosa compatta

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) = -0.2204 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 5.3974 + 0.0165 + 0.0000 + 0.0000

Qmax / Qlim = 2.7859 / 5.4139 = 0.515 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 166966.9 / 743140.2 = 0.225 Ok (Cmb. n. 002)

TL / TLLim = 0.1 / 649695.6 = 0.000 Ok (Cmb. n. 002)

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
002	SLU GEO	No	17.287	-0.383	166966.9	-0.1	-1125678.0	-0.4197	-2.7859

Il coefficiente di sicurezza risulta **1.94**

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 449

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	15.824	-0.302	114219.1	0.0	-822237.0	-0.4507	-1.9361
008	SLE rare	No	16.499	-0.366	128436.1	0.1	-907259.9	-0.3874	-2.2079

Cedimento massimo = -2.897 cm in Cmb n. 008

Cedimento minimo = -0.313 cm in Cmb n. 004

Il cedimento risulta accettabile

11.2 Verifiche elementi TM_AP_02

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

11.2.1. INTRODUZIONE

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

11.2.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

11.2.3. ARMATURE DI PROGETTO

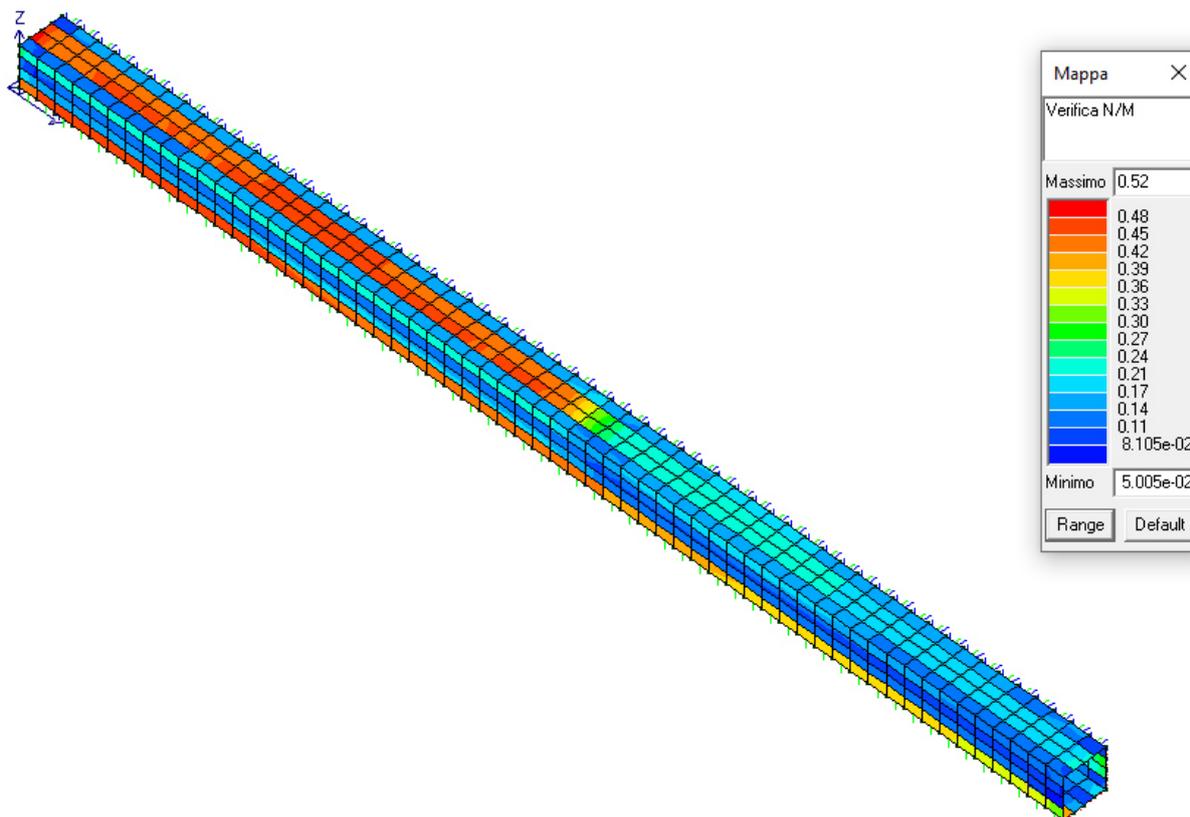
Elemento strutturale	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
PIEDRITTO SINISTRO	Φ22 passo 20 cm	Φ22 passo 20 cm
PIEDRITTO DESTRO	Φ22 passo 20 cm	Φ22 passo 20 cm
SOLETTA SUPERIORE	Φ22 passo 20 cm	Φ22 passo 20 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ22 passo 20 cm	Φ22 passo 20 cm

11.2.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

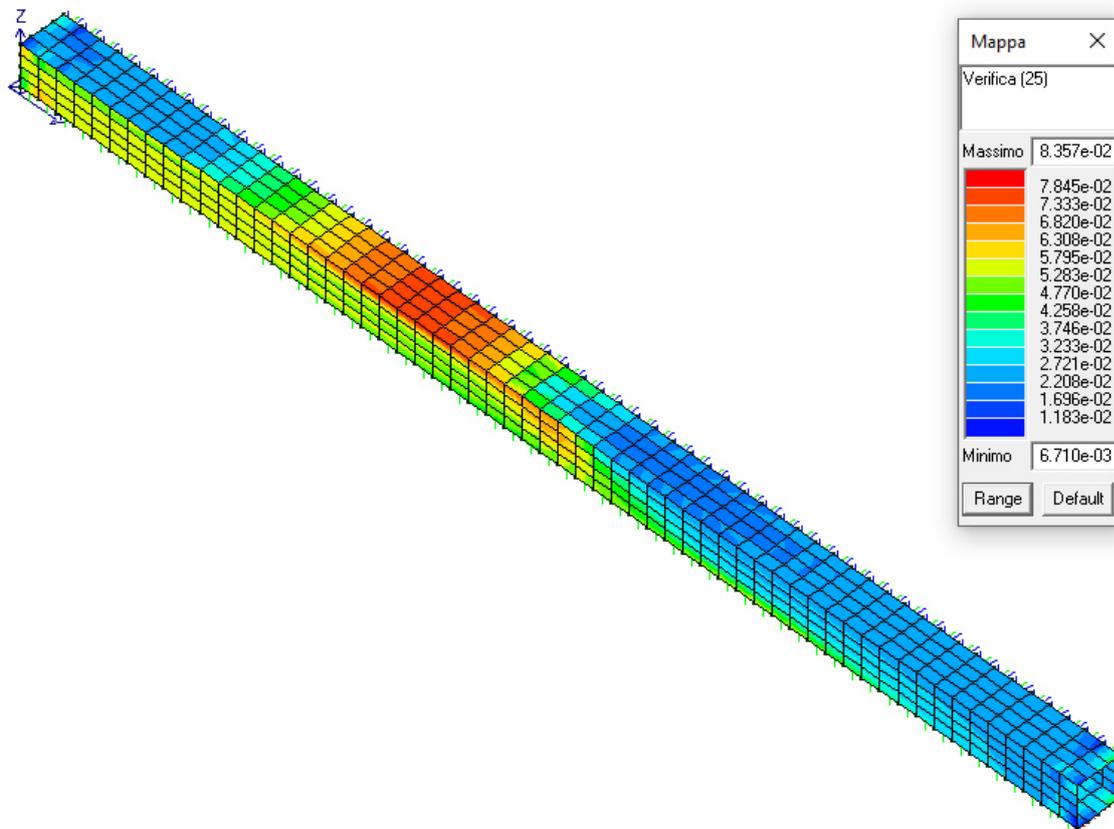
Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.). In seguito vengono riportati i risultati in termini grafici delle seguenti grandezze:

- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd
- Rapporto x/d (SLU): rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)
- Verifiche a taglio: rapporto di verifica in direzione principale e secondaria
- Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm^2 (SLE).
- Presenza o meno di richiesta di armatura integrativa al fine di verificare la struttura agli SLU e agli SLE (compresa la verifica di apertura delle fessure).

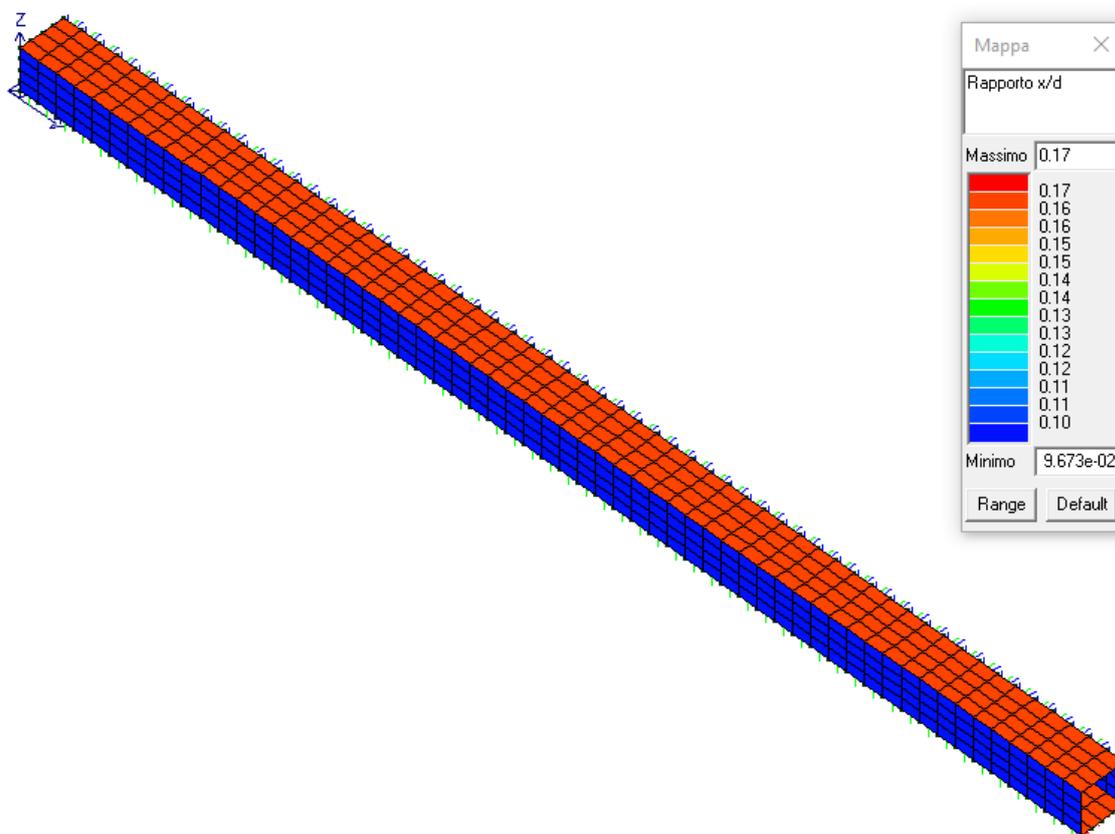
.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



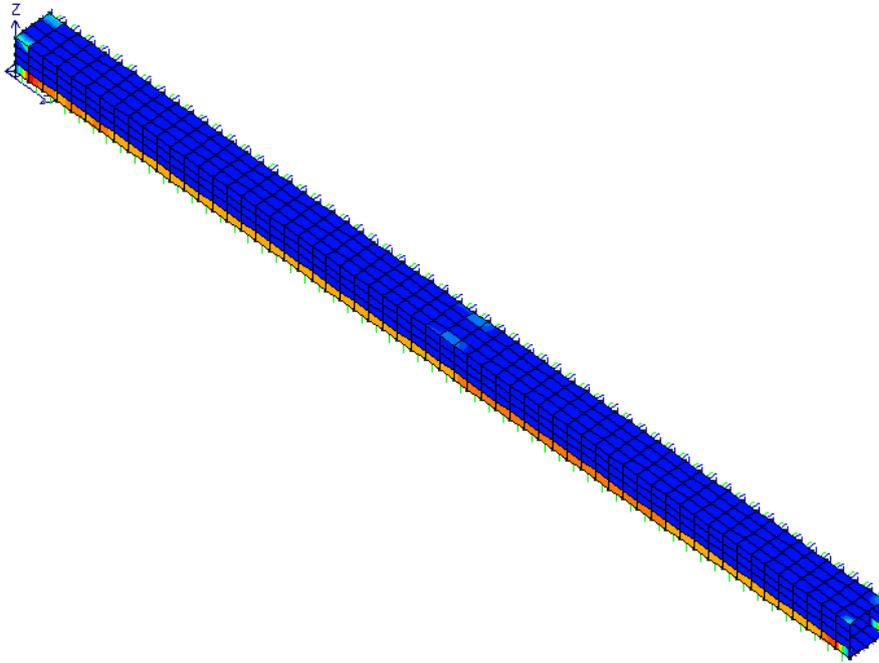
Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



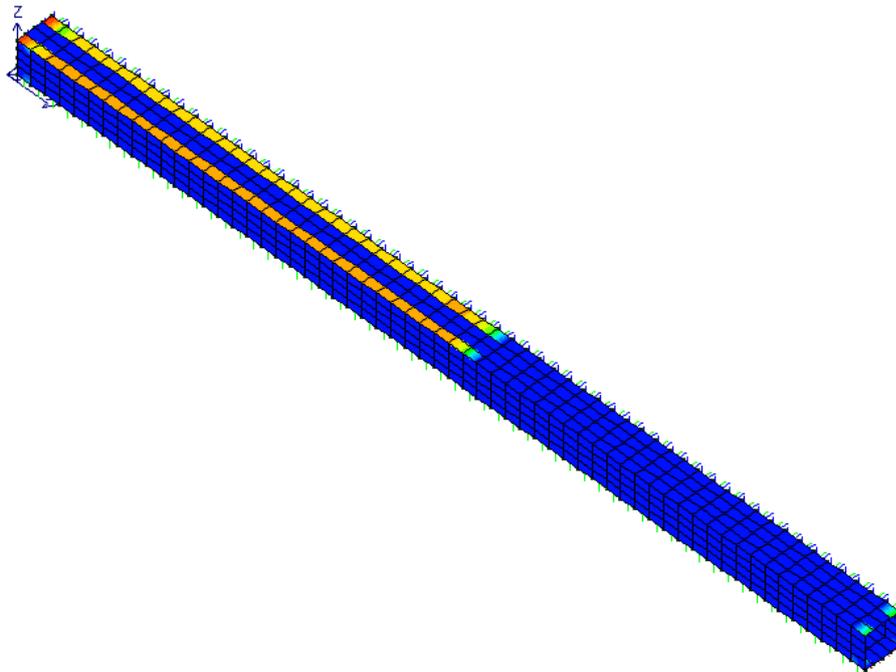
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di f_{cd}



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)



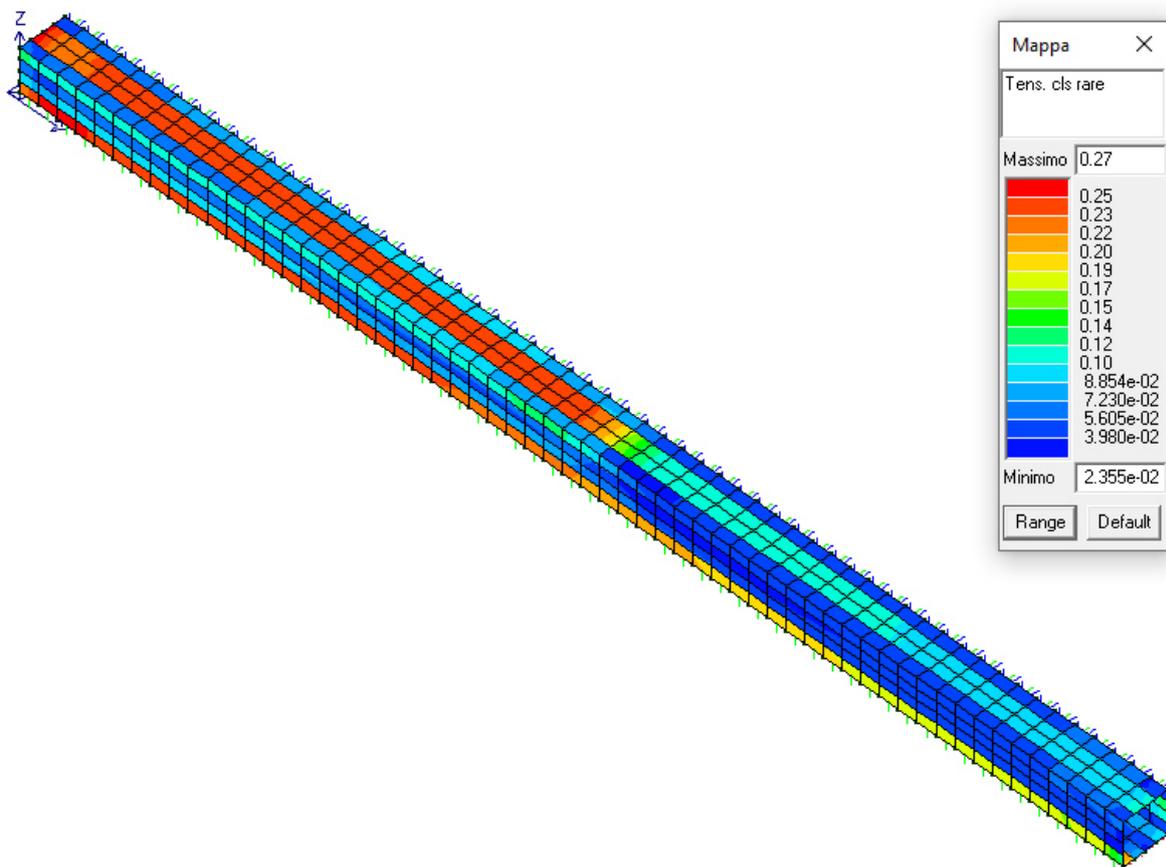
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



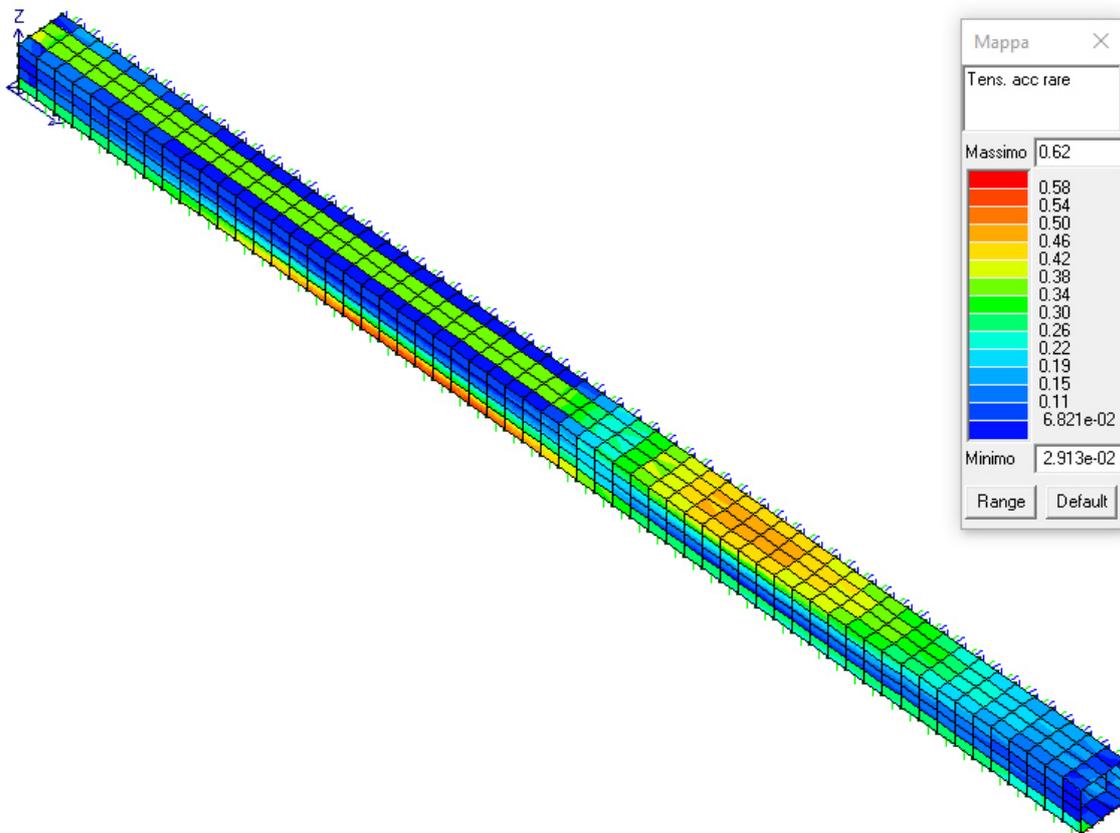
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.2.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

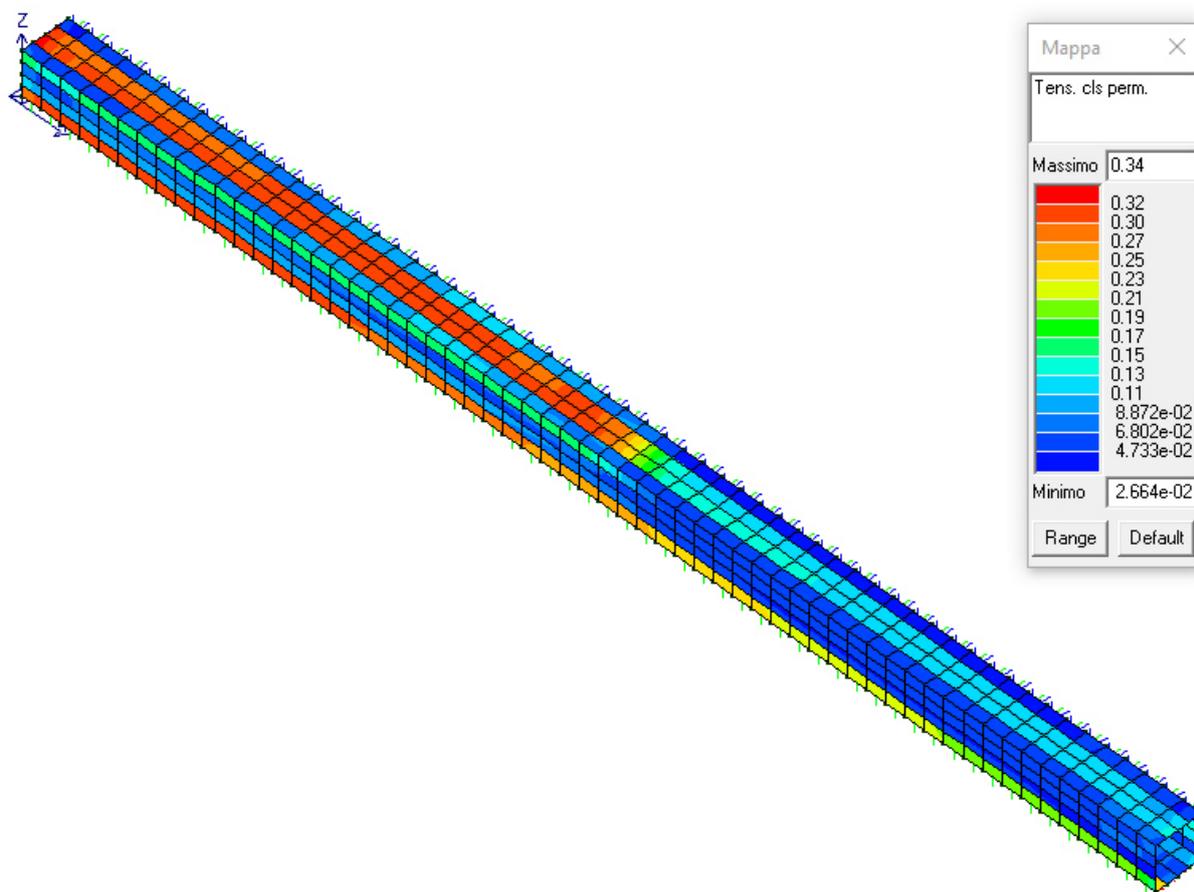
La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attive (a destra) – caso più gravoso.



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



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

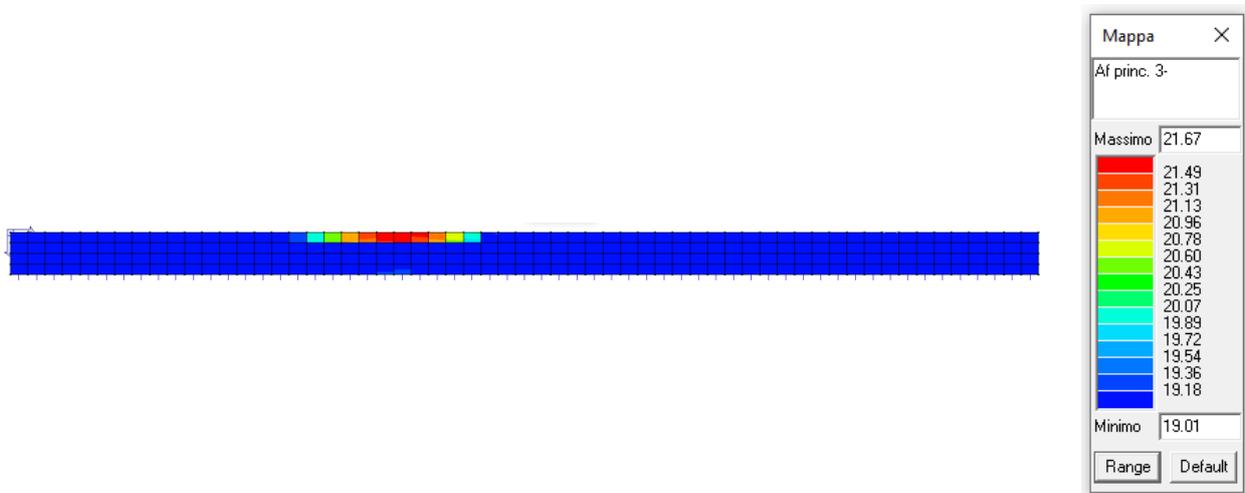


Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - permanenti)

11.2.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

Alcuni elementi risultano verificati se viene prevista una integrazione di armatura nell' ordine di grandezza quale a quello riprotato in figura:

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	



Integrazioni di armatura principale

Alle estremità l' incremento di armatura necessaria è garantito dal rinforzo rappresentato dall' ingrandimento sezionale alle sezioni di inizio e di fine del tombino con le corrispettive armature. Per quanto riguarda l'armatura principale in fondazione, dopo i primi 16 metri si predispone un infittimento del passo tra le barre da 20 cm a 15 cm per i successivi 11 metri che consentono di verificare adeguatamente le richieste suggerite dal programma.

11.2.8. 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: rettangolare

Lato minore B dell'impronta: 2.8 m

Lato maggiore L dell'impronta: 60 m

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 168 mq

STRATIGRAFIA

Numero strati: 4

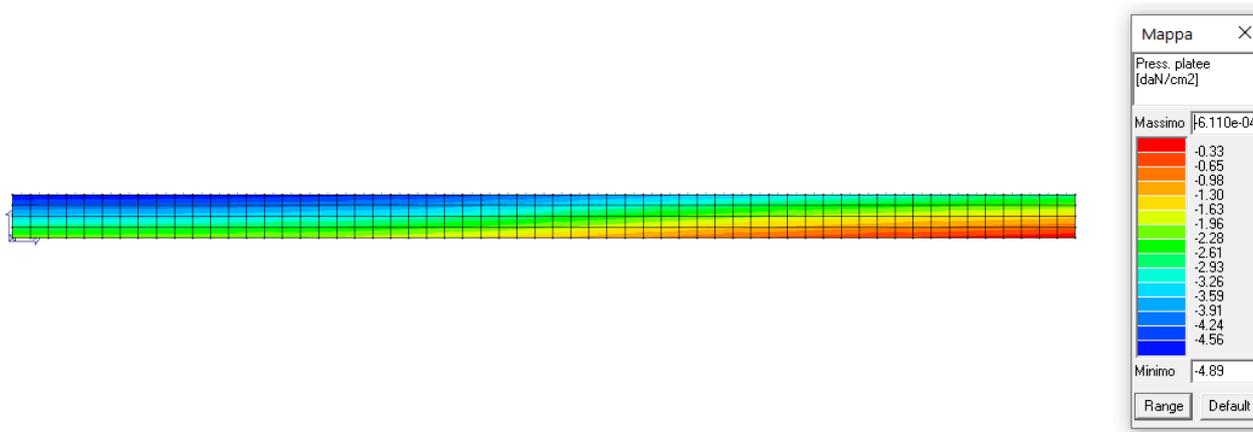
Profondità falda: 4 m

Numero strati: 4

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno
1	da 0.0 a -100.0 cm	100.0 cm	010 / Argilla media
2	da -100.0 a -560.0 cm	460.0 cm	011 / Argilla dura
3	da -560.0 a -3060.0 cm	2500.0 cm	012 / Argilla marnosa

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**:

$$S_{gm, Lt} \text{ (tens. litostatica)} = -0.1900 \text{ daN/cm}^2$$

$$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 3.5205 + 0.1687 + 0.5540 + 0.0000$$

$$Q_{max} / Q_{lim} = 4.8908 / 4.2432 = \mathbf{1.153 \text{ N.V.}}$$
 (Cmb. n. 002)

$$TB / TB_{lim} = 770144.9 / 1550942.0 = 0.497 \text{ Ok}$$
 (Cmb. n. 002)

$$TL / TL_{lim} = 0.0 / 1477298.0 = 0.000 \text{ Ok}$$
 (Cmb. n. 002)

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
002	SLU GEO	No	24.551	463.638	770144.9	0.0	-3659644.0	-0.0006	-4.8908

Secondo il modello di calcolo considerato la verifica di portanza risulterebbe non verificata, tenendo però conto dell'effettiva impronta della soletta di base e non di quella dello shell (2,8 m anziché 2,4 m) possiamo ricavare l'area di impronta effettiva che risulta essere $2,8 \times 60 = 168 \text{ mq}$ anziché $2,4 \times 60 = 144 \text{ mq}$. La tensione si riduce pertanto a $Q_{max} = (168/144) \times 4.8908 = 4.19 \text{ daN/cm}^2$.

Il coefficiente di sicurezza risulta pertanto pari a $4.2432/4.19 = 1.01$

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	23.711	454.373	582152.9	0.0	-2859294.0	-0.0700	-3.7871
008	SLE rare	No	23.814	449.717	592419.2	0.0	-2902248.0	-0.0622	-3.8239

Cedimento massimo = -5.371 cm in Cmb n. 008

Cedimento minimo = -0.332 cm in Cmb n. 004

Il cedimento risulta accettabile.

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

11.3 Verifiche elementi TM_AP_03

11.3.1. INTRODUZIONE

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

11.3.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

11.3.3. ARMATURE DI PROGETTO

Elemento strutturale	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
PIEDRITTO SINISTRO	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

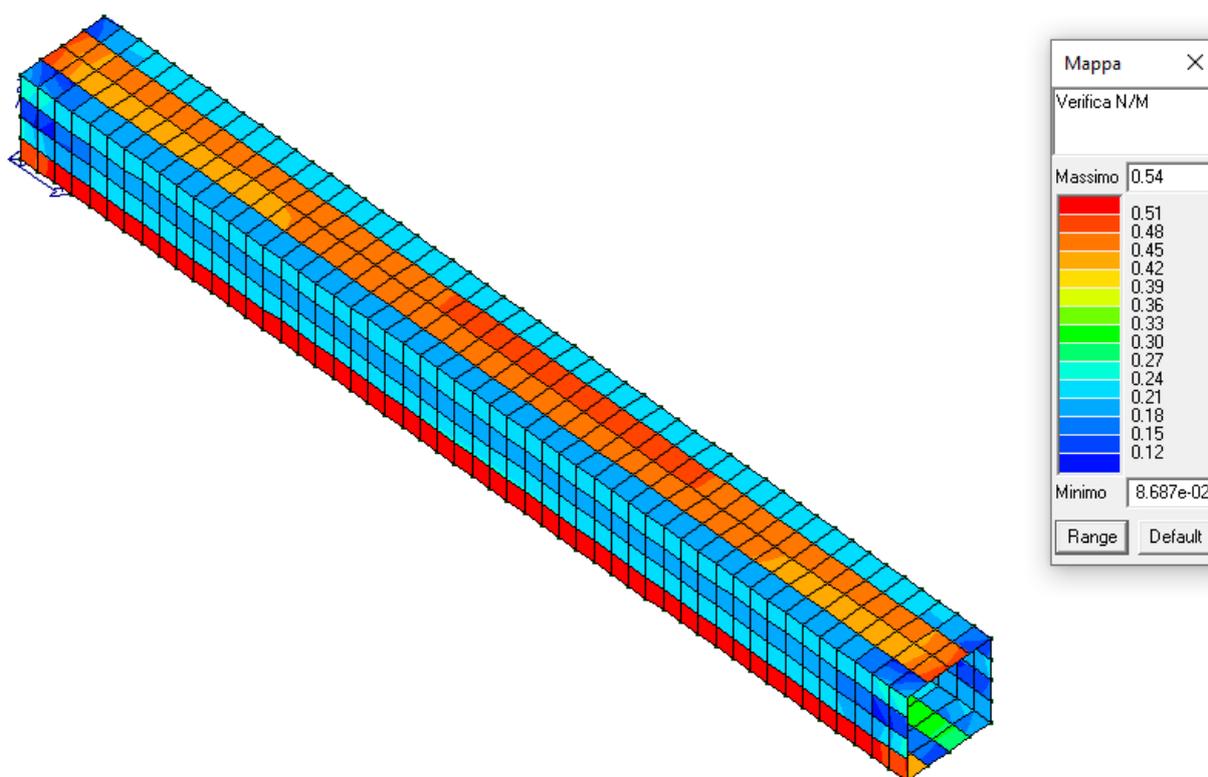
11.3.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

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

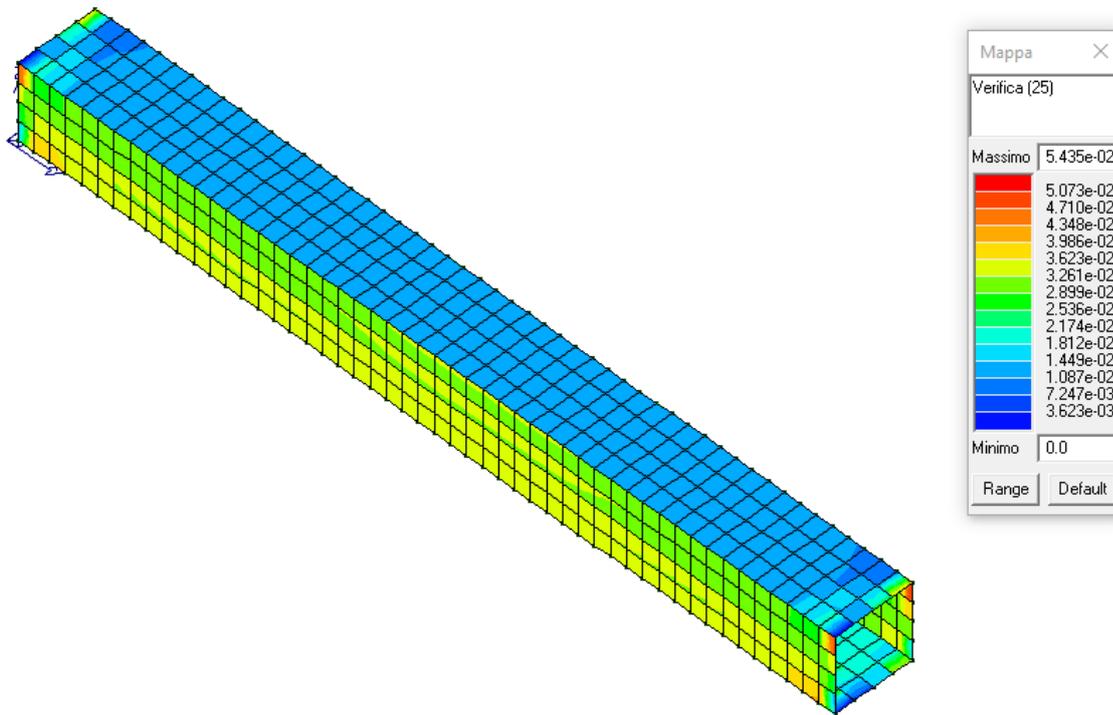
- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd
- Rapporto x/d (SLU): rapporto tra la posizione dell' asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)
- Verifiche a taglio: rapporto di verifica in direzione principale e secondaria
- Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE).

- Presenza o meno di richiesta di armatura integrativa al fine di verificare la struttura agli SLU e agli SLE (compresa la verifica di apertura delle fessure).

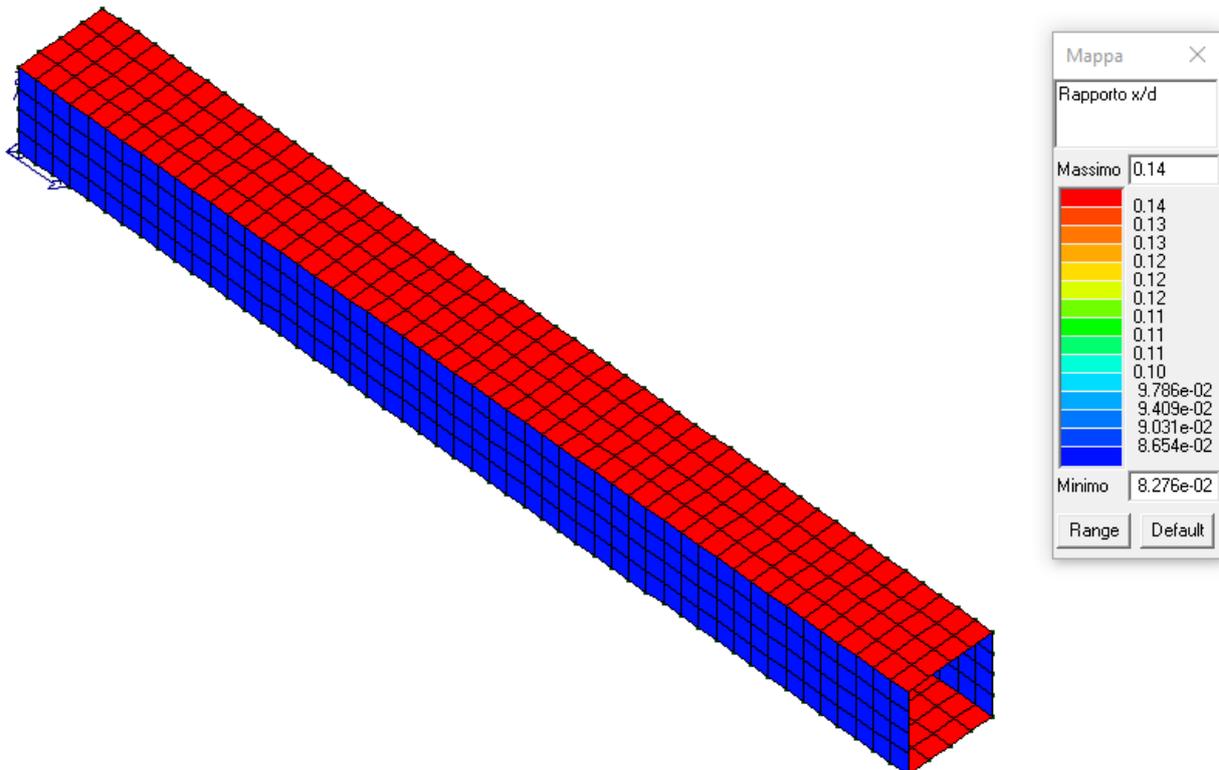
11.3.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



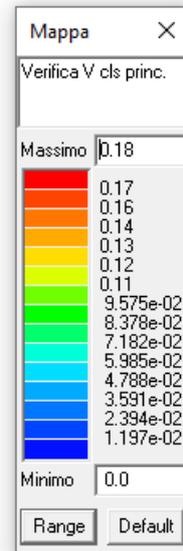
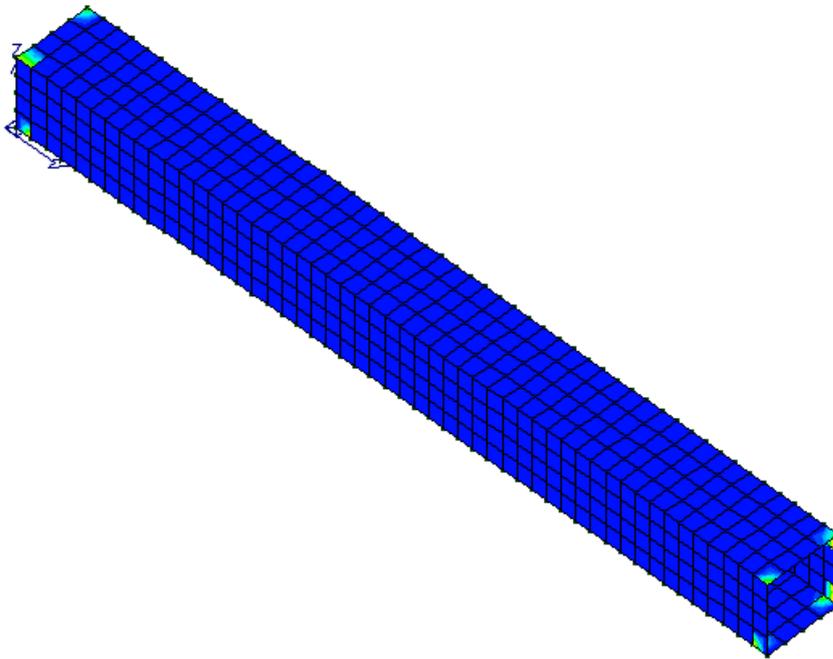
Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



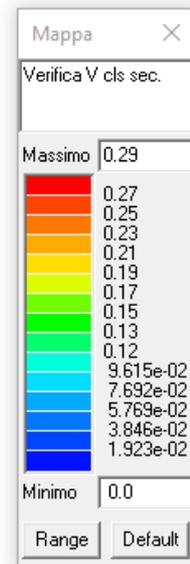
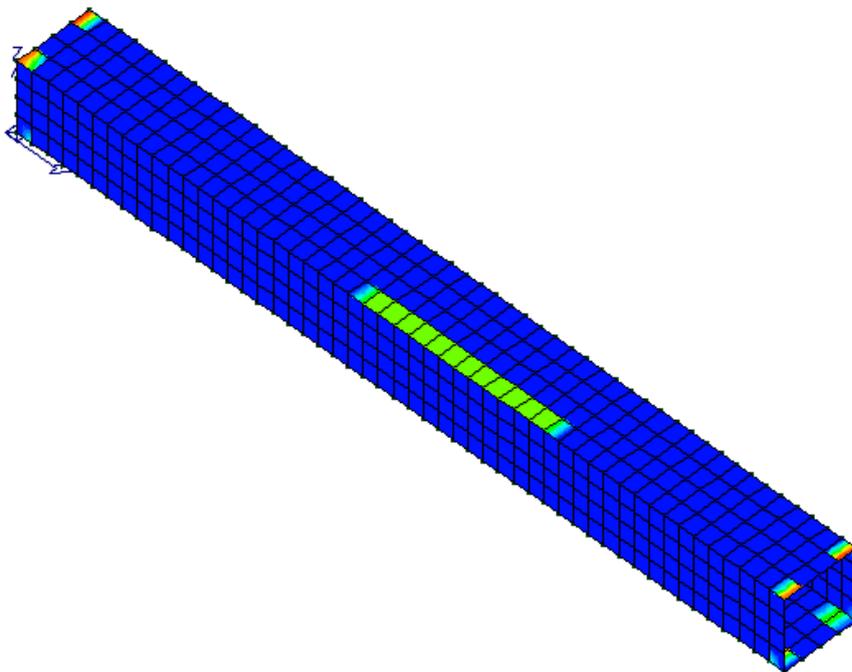
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di f_{cd}



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



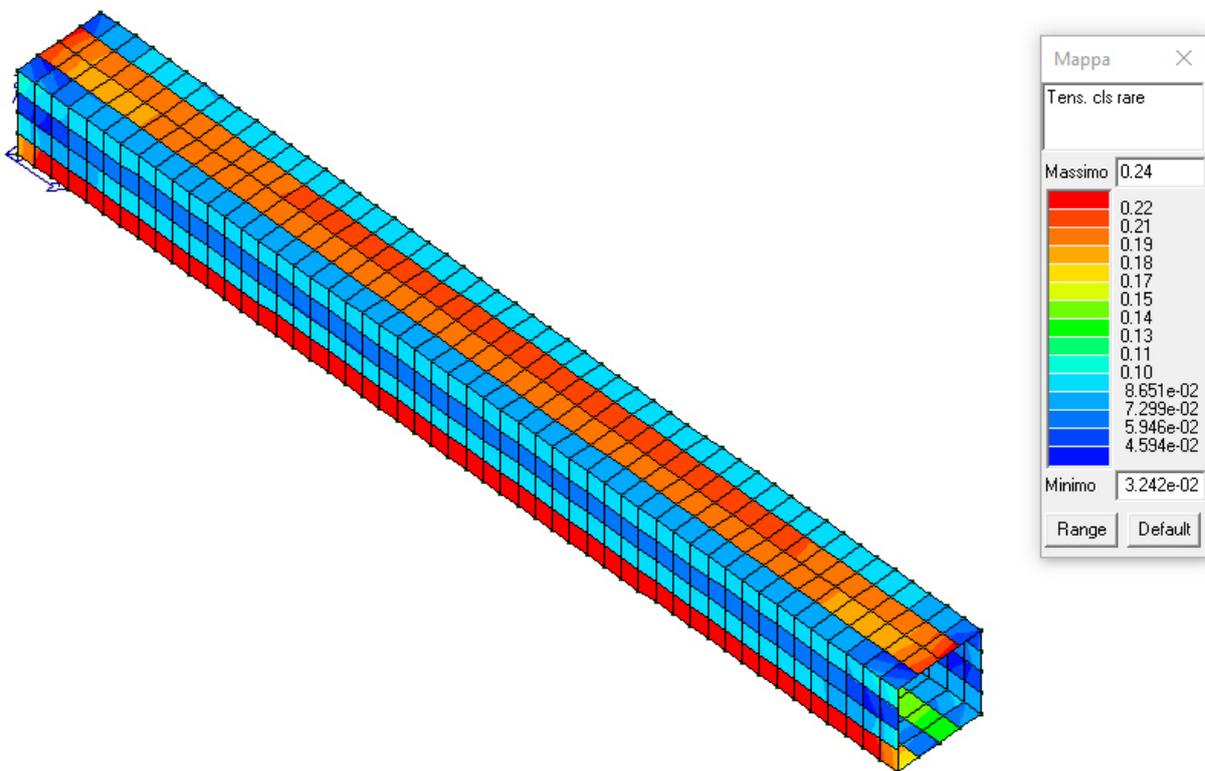
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



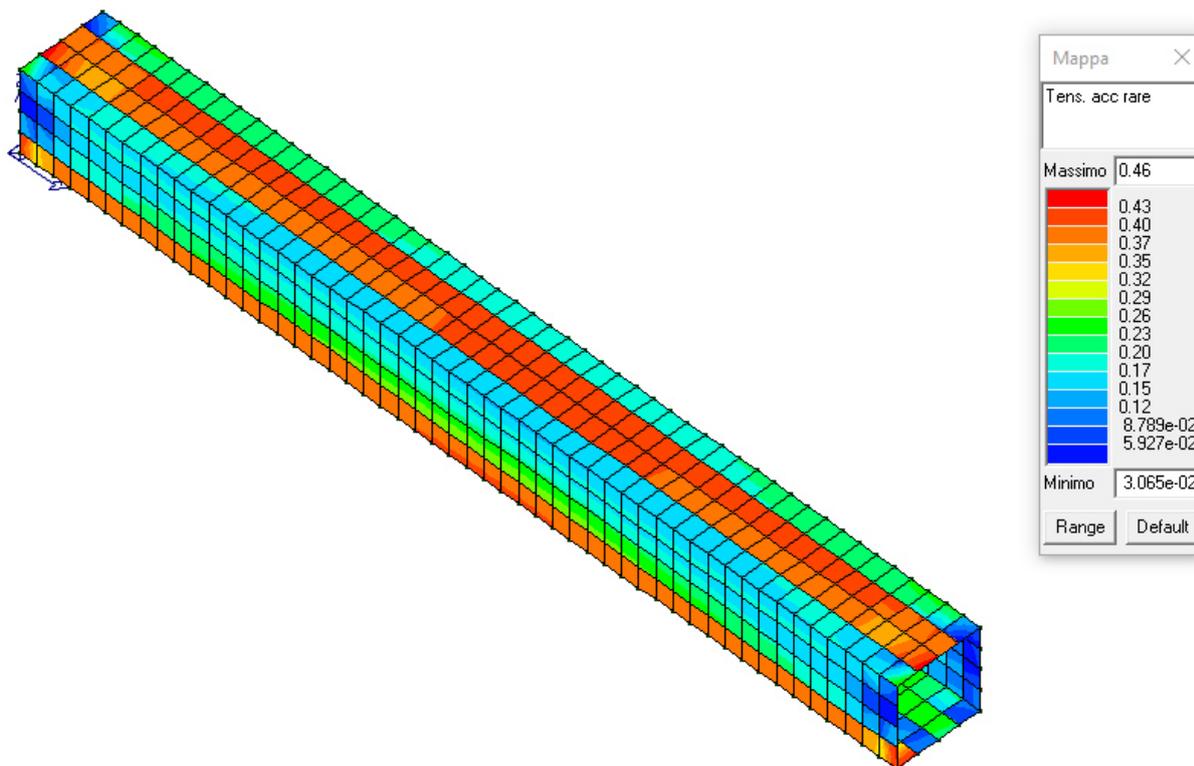
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.3.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

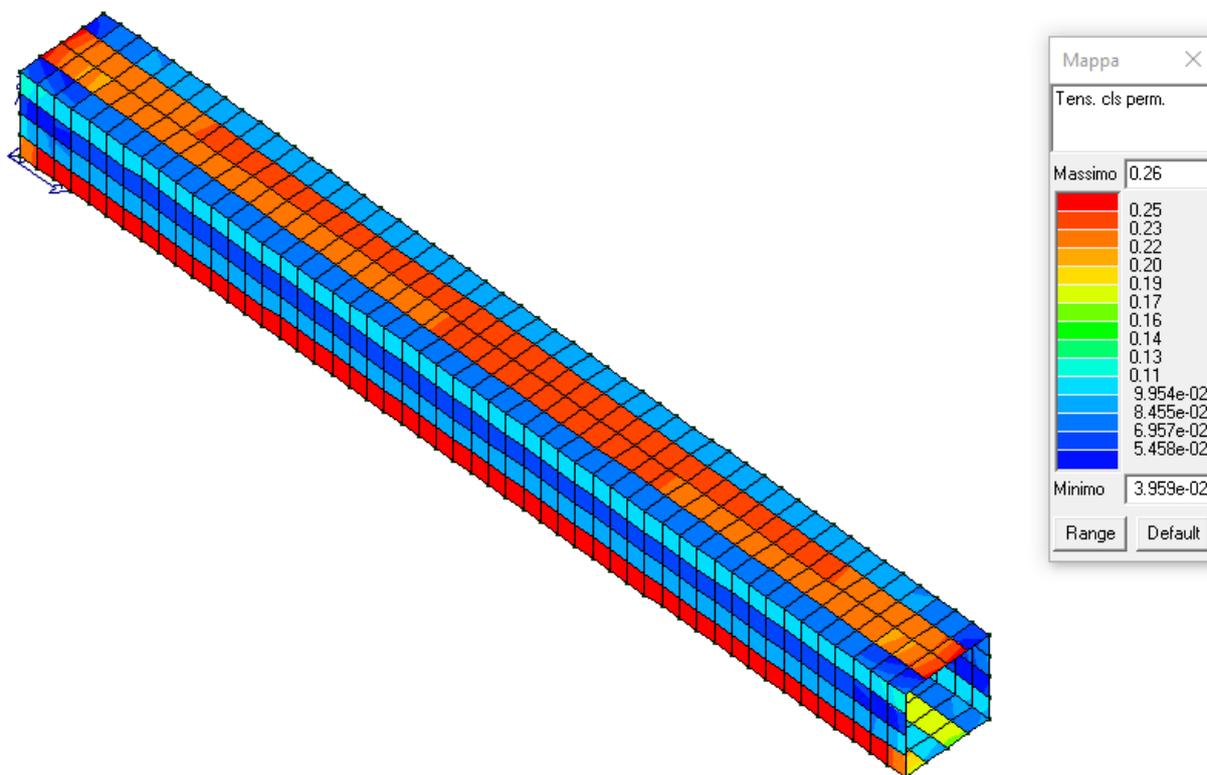
La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attiva (a destra) – caso più gravoso.



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)

11.3.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

Non si richiedono integrazioni di armatura rispetto a quelle previste in fase di verifica indicate al punto 11.3.3.

11.3.8. 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: rettangolare

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

Lato minore B dell'impronta: 3.3 m

Lato maggiore L dell'impronta: 31 m

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 102.3 mq

STRATIGRAFIA

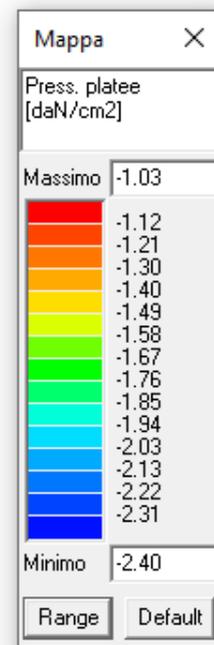
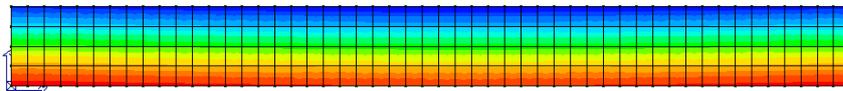
Numero strati: 3

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno
1	da 0.0 a -240.0 cm	240.0 cm	011 / Argilla marnosa
2	da -240.0 a -295.0 cm	55.0 cm	005 / Ghiaia e sabbia compatta
3	da -295.0 a -860.0 cm	565.0 cm	001 / Sabbia sciolta
4	da -860.0 a -930.0 cm	70.0 cm	005 / Ghiaia e sabbia compatta
5	da -930.0 a -1100.0 cm	170.0 cm	004 / Sabbia limosa compatta
6	da -1100.0 a -1180.0 cm	80.0 cm	005 / Ghiaia e sabbia compatta
7	da -1180.0 a -1280.0 cm	100.0 cm	004 / Sabbia limosa compatta

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).



La verifica può essere svolta confrontando direttamente la massima tensione indicata in legenda con quella calcolabile secondo la teoria di Brinch-Hansen per fondazioni superficiali in condizioni drenate (garantite dalla presenza di uno strato di massiccata posto inferiormente alla fondazione a seguito riportata:

Macro platea: 1

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	

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

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2584 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 5.3746 + 0.0165 + 0.0000 + 0.0000

Qmax / Qlim = 2.3990 / 5.3911 = 0.445 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 219909.0 / 960447.0 = 0.229 Ok (Cmb. n. 002)

TL / TLLim = 0.0 / 1034150.0 = 0.000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLU GEO	No	-0.747	-2.860	-7786.9	0.0	-1511595.0	-1.6394	-1.7751
002	SLU GEO	No	20.431	-2.860	219909.0	0.0	-1511594.0	-1.0314	-2.3990

Il coefficiente di sicurezza risulta 4.37

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	19.019	-2.240	153631.2	0.0	-1113361.0	-0.8003	-1.7293
008	SLE rare	No	19.514	-2.731	169160.7	0.0	-1217374.0	-0.8557	-1.9078

Cedimento massimo = -1.067 cm in Cmb n. 008

Cedimento minimo = -0.198 cm in Cmb n. 004

Il cedimento risulta accettabile.

11.4 Verifiche elementi TM_AS_02_01

11.4.1. INTRODUZIONE

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

11.4.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

11.4.3. 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

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

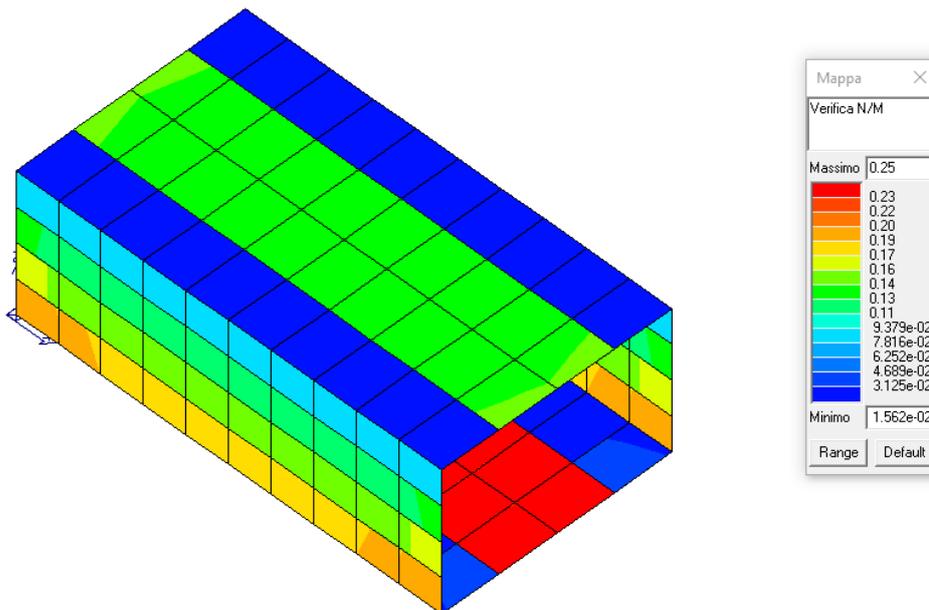
SOLETTA SUPERIORE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm

11.4.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

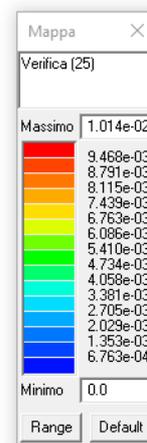
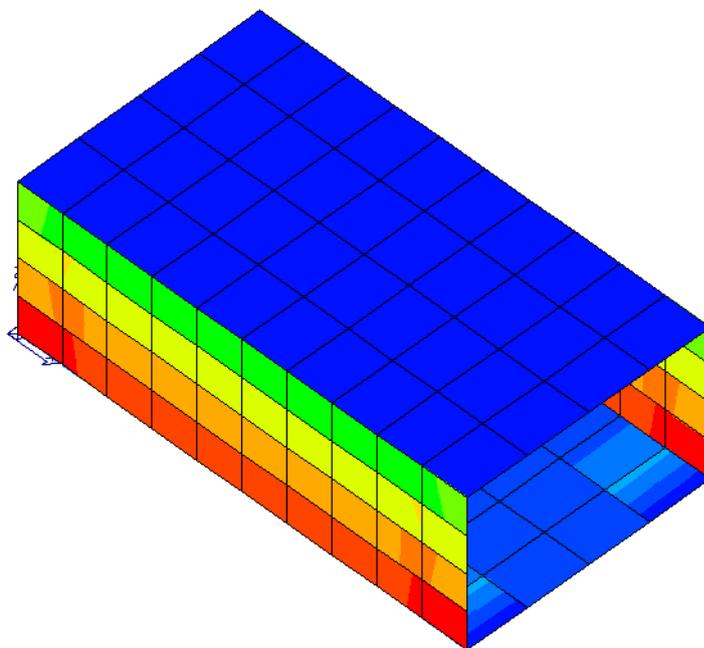
Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.). In seguito vengono riportati i risultati in termini grafici delle seguenti grandezze:

- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di f_{cd}
- 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)
- Verifiche a taglio: rapporto di verifica in direzione principale e secondaria.
- Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm^2 (SLE).
- Presenza o meno di richiesta di armatura integrativa al fine di verificare la struttura agli SLU e agli SLE (compresa la verifica di apertura delle fessure).

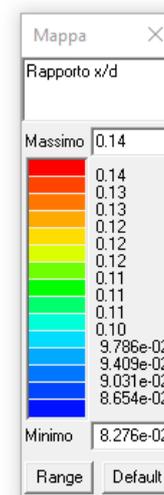
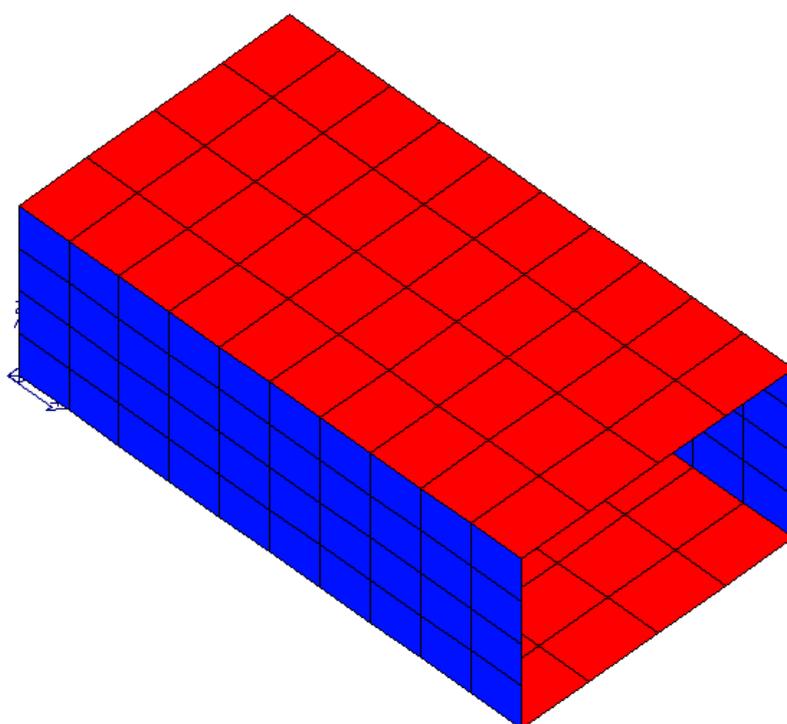
11.4.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



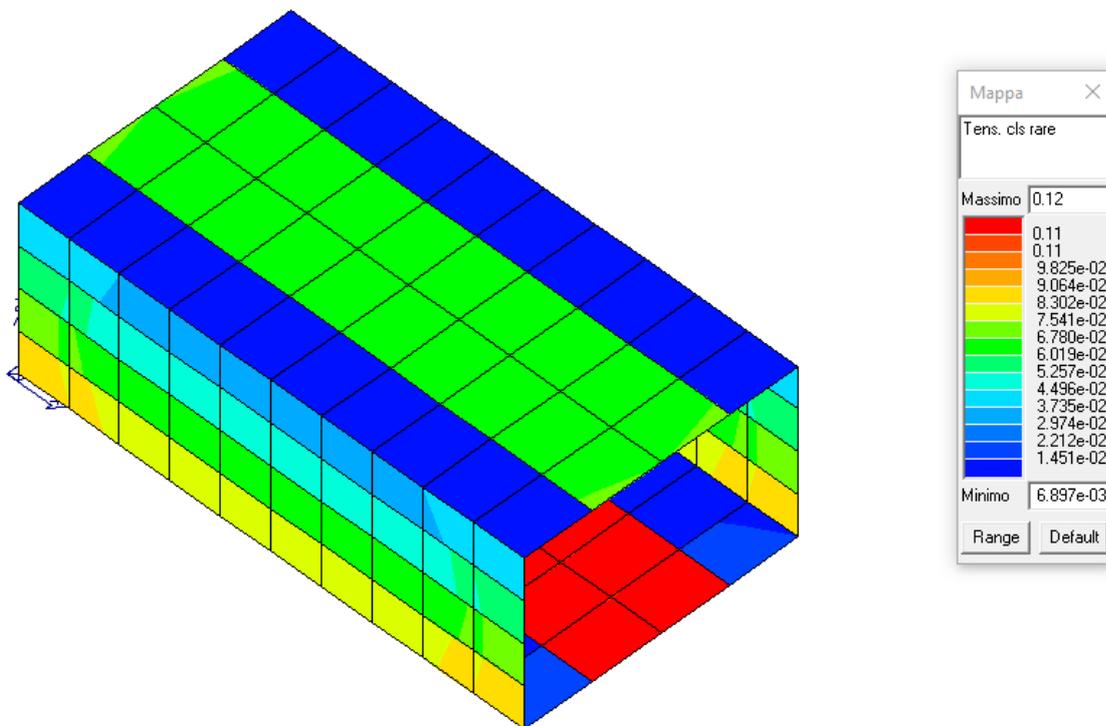
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di f_{cd}



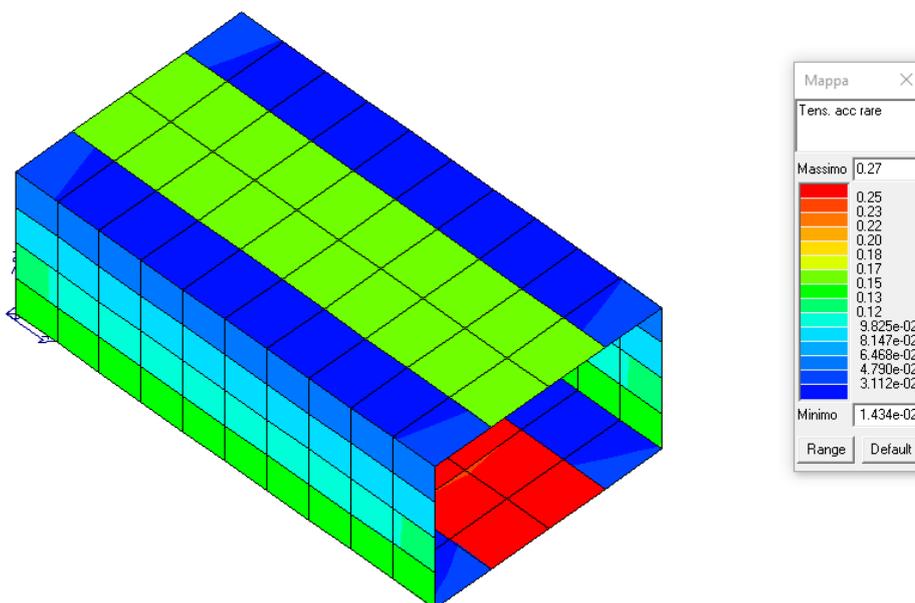
Rapporto tra la posizione dell' asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)

11.4.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

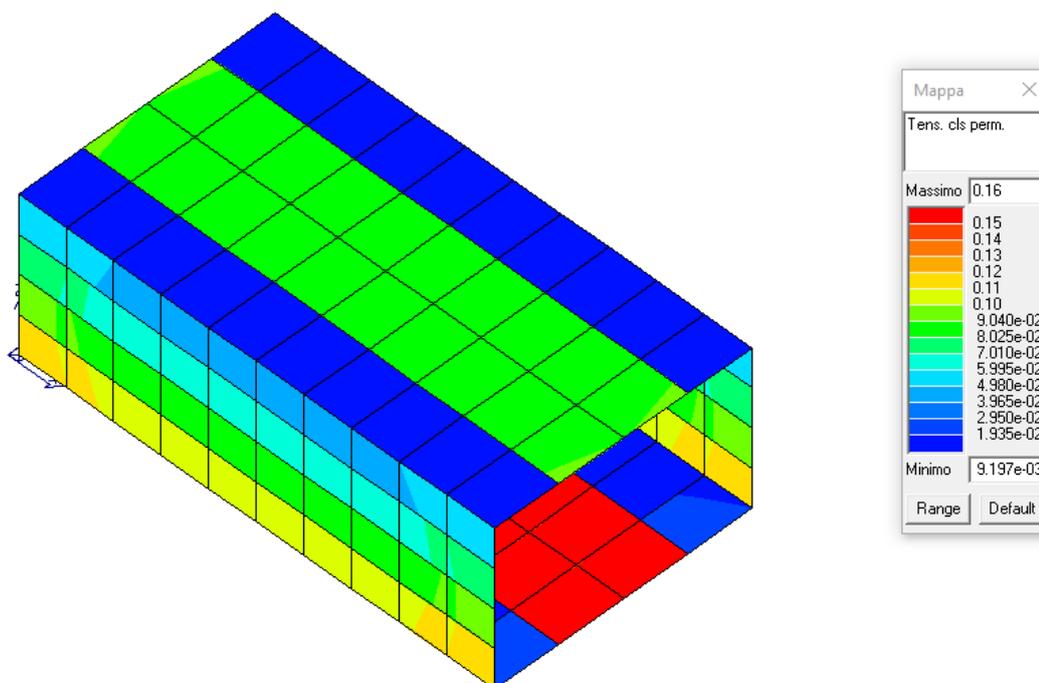
La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attiva (a destra) – caso più gravoso.



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



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



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

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

11.4.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

Non si richiedono integrazioni di armatura rispetto a quelle previste in fase di verifica indicate al punto 11.4.3.

11.4.8. 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: rettangolare

Lato minore B dell'impronta: 5.8 m

Lato maggiore L dell'impronta: 10 m

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 58 mq

STRATIGRAFIA

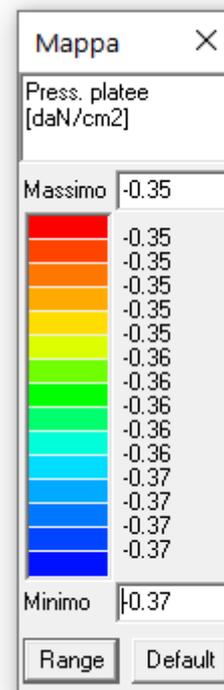
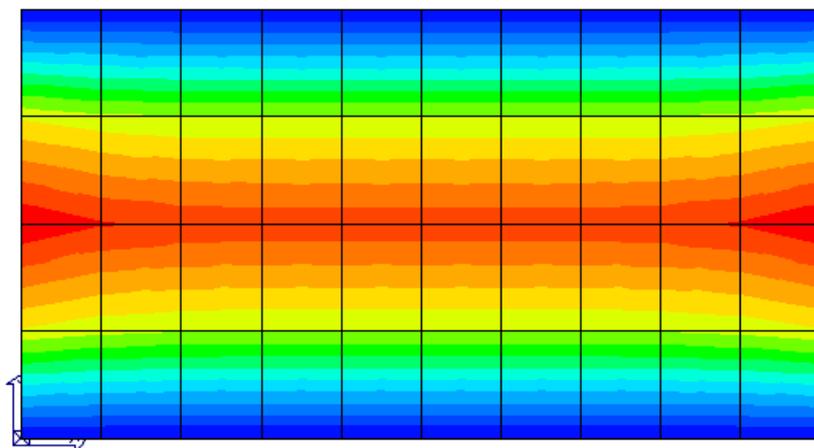
Numero strati: 5

Profondità falda: 6 m

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno
1	da 0.0 a -240.0 cm	240.0 cm	001 / Sabbia compatta
2	da -240.0 a -1000.0 cm	760.0 cm	003 / Sabbia limosa compatta
3	da -1000.0 a -1290.0 cm	290.0 cm	006 / Limo
4	da -1290.0 a -1650.0 cm	360.0 cm	002 / Sabbia compatta
5	da -1650.0 a -2380.0 cm	730.0 cm	006 / Limo

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) = -0.4080 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.2840 + 1.9174 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.3737 / 2.2014 = 0.170 Ok (Cmb. n. 001)

TB / TBlim = 0.0 / 63013.2 = 0.000 Ok (Cmb. n. 001)

TL / TLLim = 0.0 / 62855.7 = 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	0.000	0.0	0.0	-193599.9	-0.3456	-0.3737

Il coefficiente di sicurezza vale = **5.88**

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
003	SLE q.p.	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-175999.8	-0.3142	-0.3398

Cedimento massimo = -0.657 cm in Cmb n. 003

Cedimento minimo = -0.074 cm in Cmb n. 003

Il cedimento massimo risulta accettabile.

11.5 Verifiche elementi TM_AS_03_02

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

11.5.1. 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.

11.5.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

11.5.3. ARMATURE DI PROGETTO

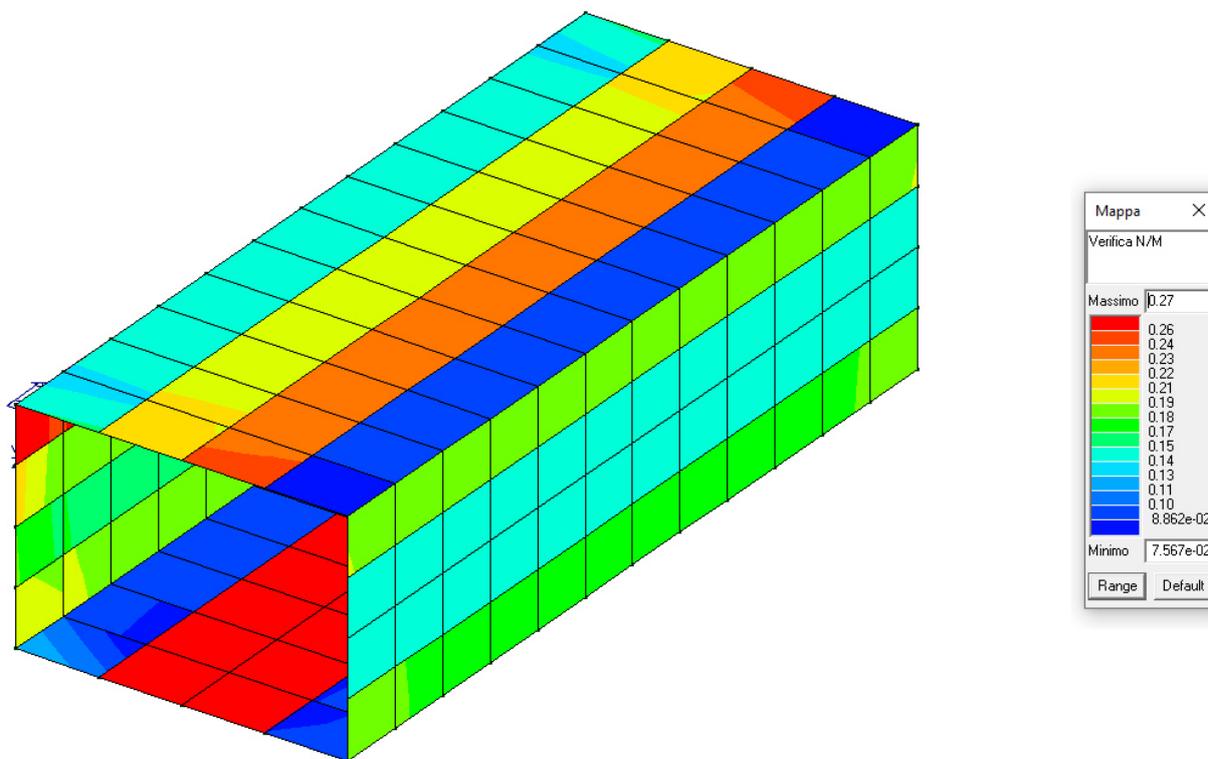
Elemento strutturale	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
PIEDRITTO SINISTRO	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
PIEDRITTO DESTRO	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA SUPERIORE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm

11.5.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

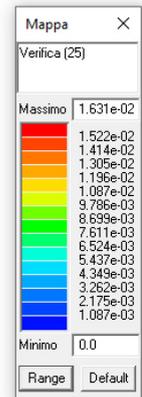
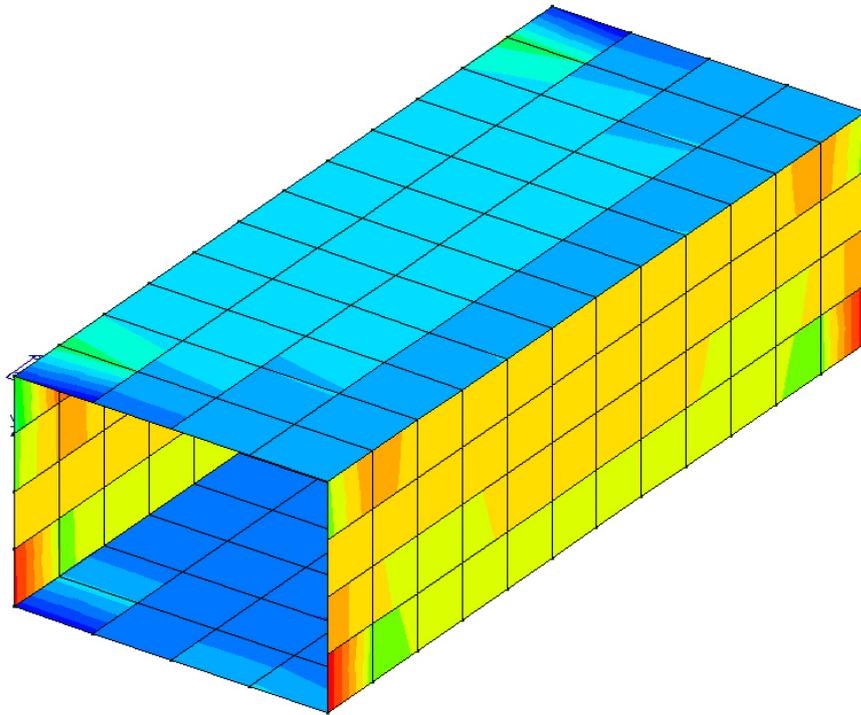
Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.). In seguito vengono riportati i risultati in termini grafici delle seguenti grandezze:

- 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)
- Verifiche a taglio: rapporto di verifica in direzione principale e secondaria
- Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm^2 (SLE).
- Presenza o meno di richiesta di armatura integrativa al fine di verificare la struttura agli SLU e agli SLE (compresa la verifica di apertura delle fessure).

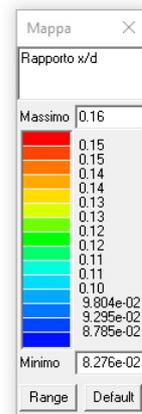
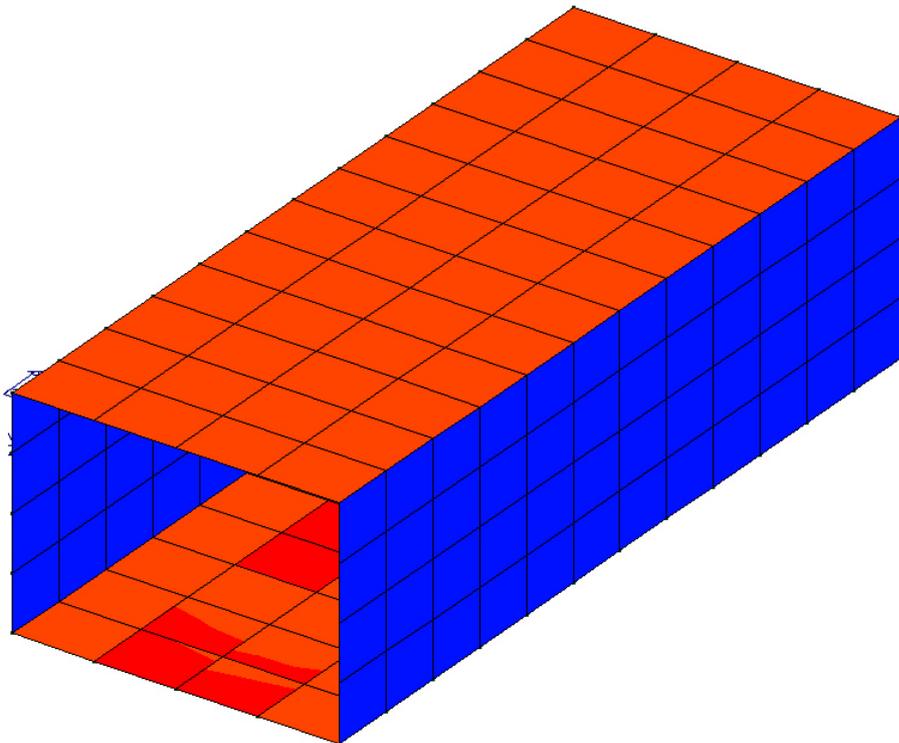
11.5.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



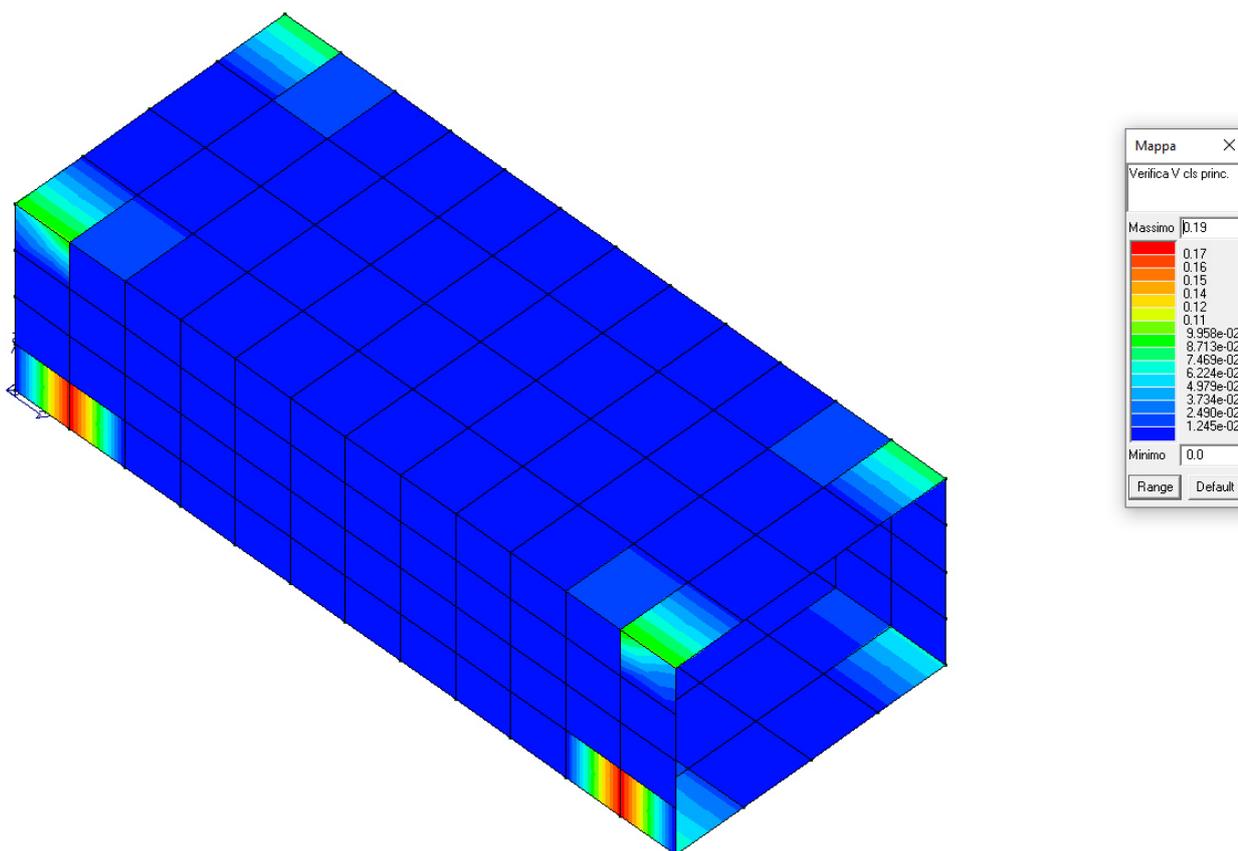
Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



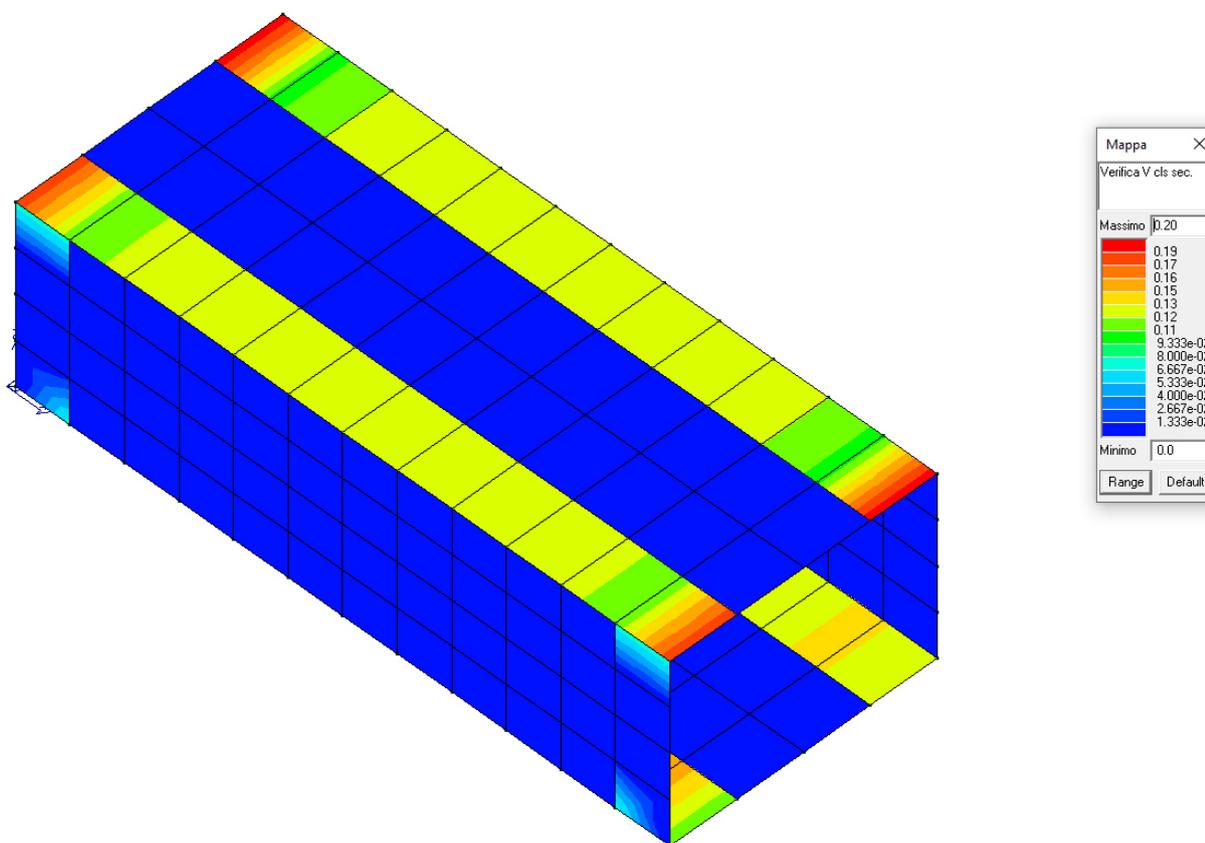
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd



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)



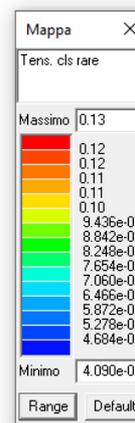
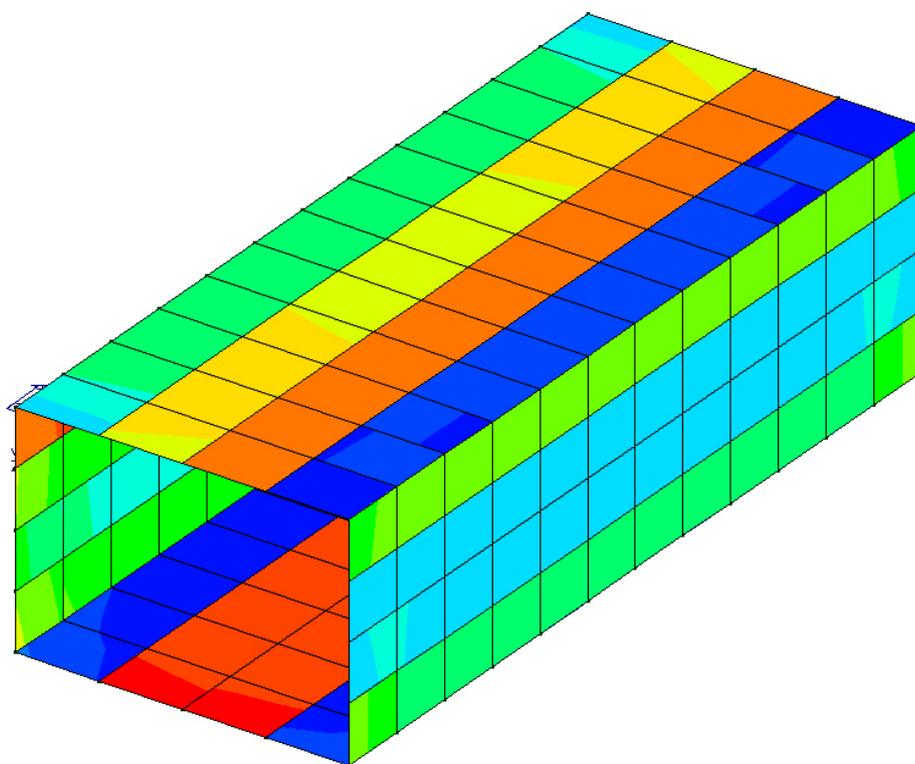
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



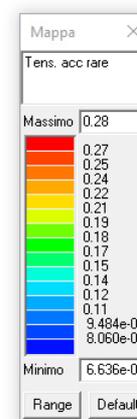
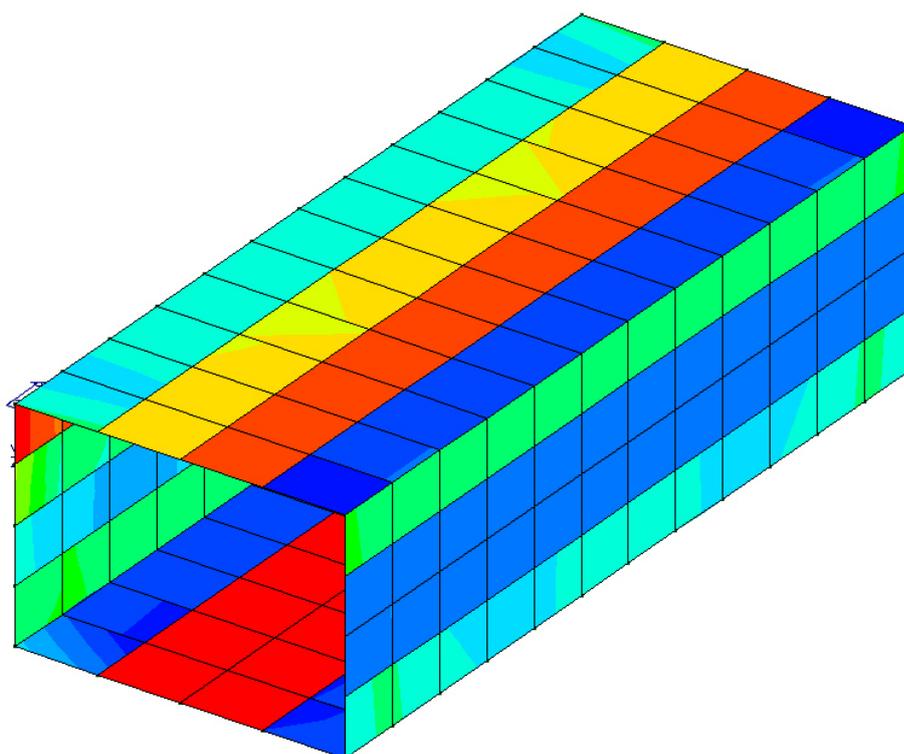
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.5.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

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

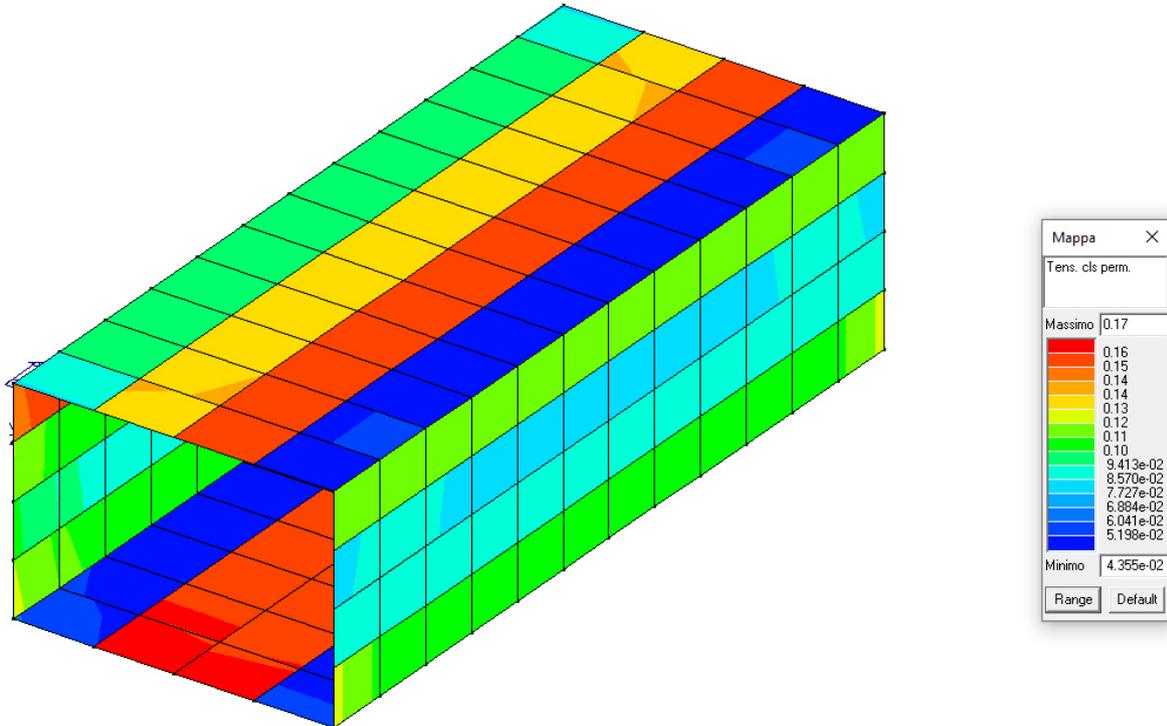


Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm² (SLE - rare)



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	

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



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

11.5.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

Non si richiedono integrazioni di armatura rispetto a quelle previste in fase di verifica indicate al punto 11.4.3.

11.5.8. 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: rettangolare

Lato minore B dell'impronta: 5.3 m

Lato maggiore L dell'impronta: 12 m

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

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 63.6 mq

STRATIGRAFIA

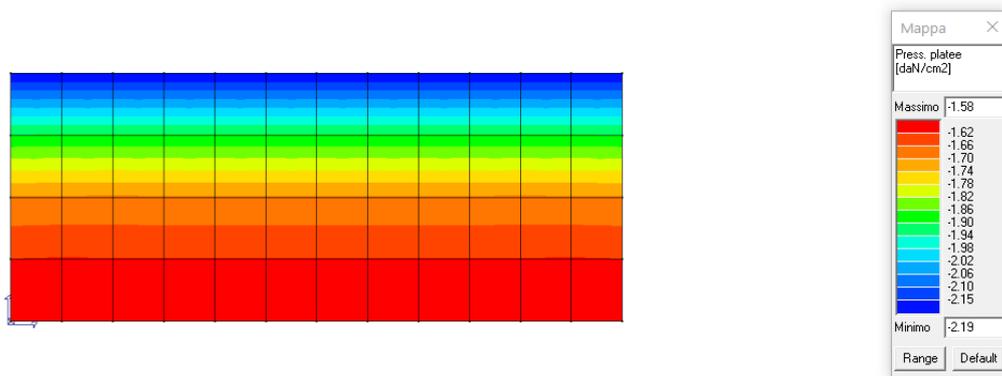
Numero strati: 7

Profondità falda: 3 m

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno
1	da 0.0 a -470.0 cm	470.0 cm	001 / Sabbia compatta
2	da -470.0 a -630.0 cm	160.0 cm	002 / Sabbia compatta
3	da -630.0 a -890.0 cm	260.0 cm	004 / Ghiaia e sabbia compatta
4	da -890.0 a -1020.0 cm	130.0 cm	003 / Sabbia limosa compatta
5	da -1020.0 a -1330.0 cm	310.0 cm	005 / Sabbia limosa compatta
6	da -1330.0 a -1450.0 cm	120.0 cm	006 / Limo
7	da -1450.0 a -2350.0 cm	900.0 cm	004 / Ghiaia e sabbia compatta

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**:

$$Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.5885 \text{ daN/cm}^2$$

$$Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.2097 + 0.2331 + 1.3801 + 0.0000$$

$$Qmax / Qlim = 2.1856 / 2.8229 = 0.774 \text{ Ok (Cmb. n. 002)}$$

$$TB / TBlim = 87732.2 / 365725.2 = 0.240 \text{ Ok (Cmb. n. 002)}$$

$$TL / TLLim = 0.0 / 365325.3 = 0.000 \text{ Ok (Cmb. n. 001)}$$

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	4.162	0.000	13531.0	0.0	-1041614.0	-1.6930	-1.9640
002	SLU GEO	No	15.348	0.000	87732.2	0.0	-1041614.0	-1.5772	-2.1856

Il coefficiente di sicurezza risulta pari a 1.29

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Platea n. 1

Sollecitazioni:

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

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
004	SLE q.p.	No	15.705	0.000	64098.7	0.0	-724871.9	-1.0918	-1.5241
007	SLE rare	No	4.009	0.000	10408.4	0.0	-831887.6	-1.3525	-1.5656
Cedimento massimo = -3.540 cm in Cmb n. 007 Cedimento minimo = -0.764 cm in Cmb n. 004									

Il cedimento risulta accettabile.

11.6 Verifiche elementi TM_AS_04

11.6.1. 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.

11.6.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

11.6.3. 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

11.6.4. 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:

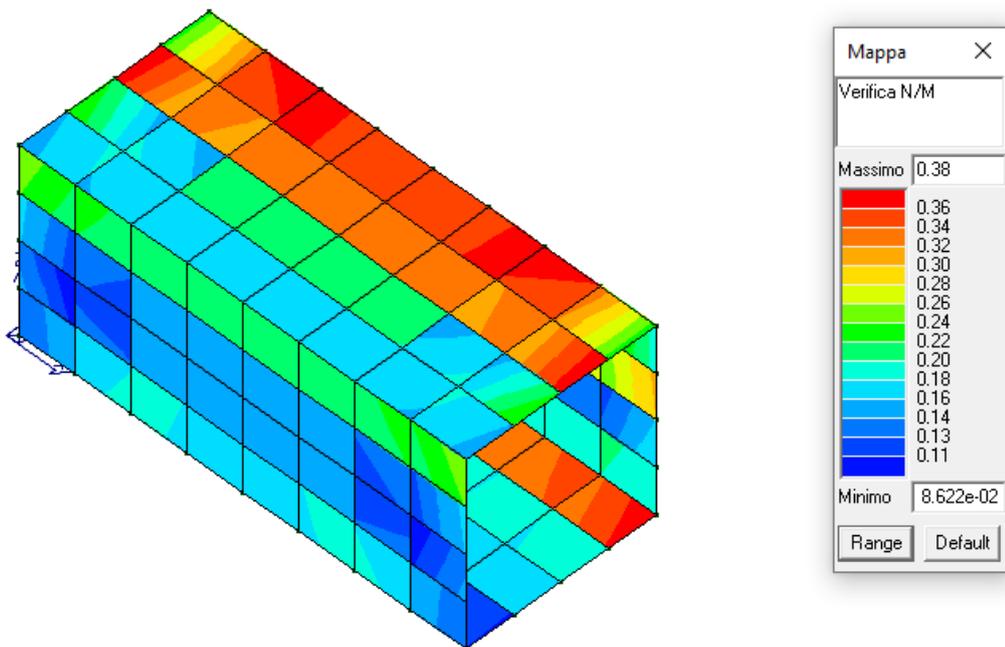
- Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione
- Verifica 25 (SLU): verifica a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di fcd
- Rapporto x/d (SLU): rapporto tra la posizione dell' asse neutro e l'altezza utile della

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	

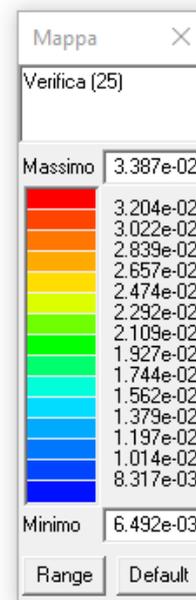
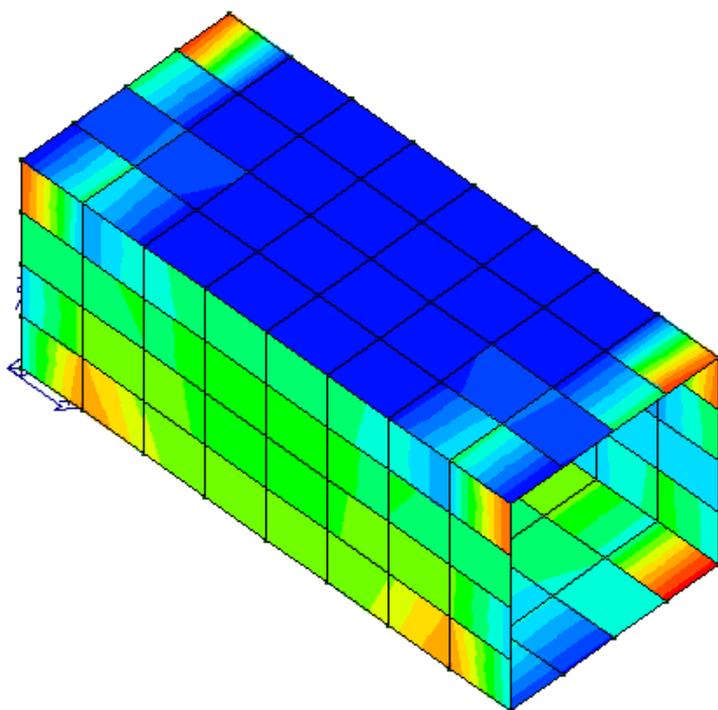
sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)

- Verifiche a taglio: rapporto di verifica in direzione principale e secondaria
- Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm^2 (SLE).
- Presenza o meno di richiesta di armatura integrativa al fine di verificare la struttura agli SLU e agli SLE (compresa la verifica di apertura delle fessure).

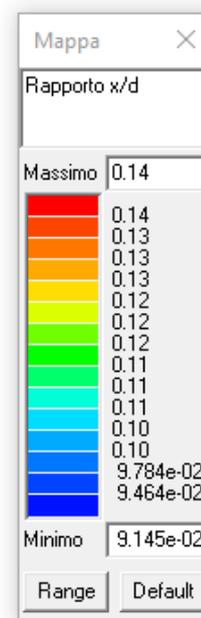
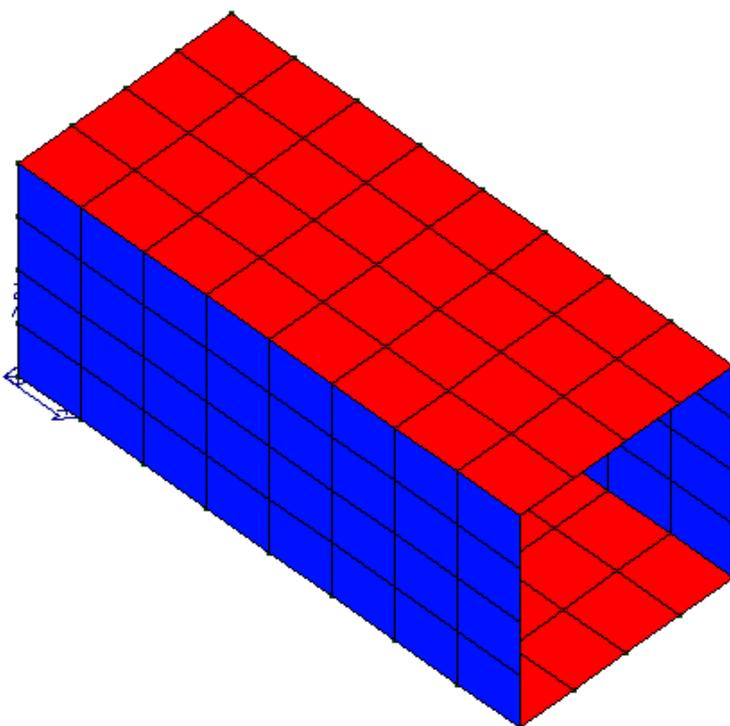
11.6.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



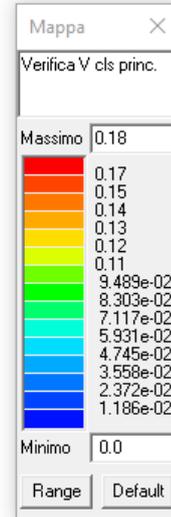
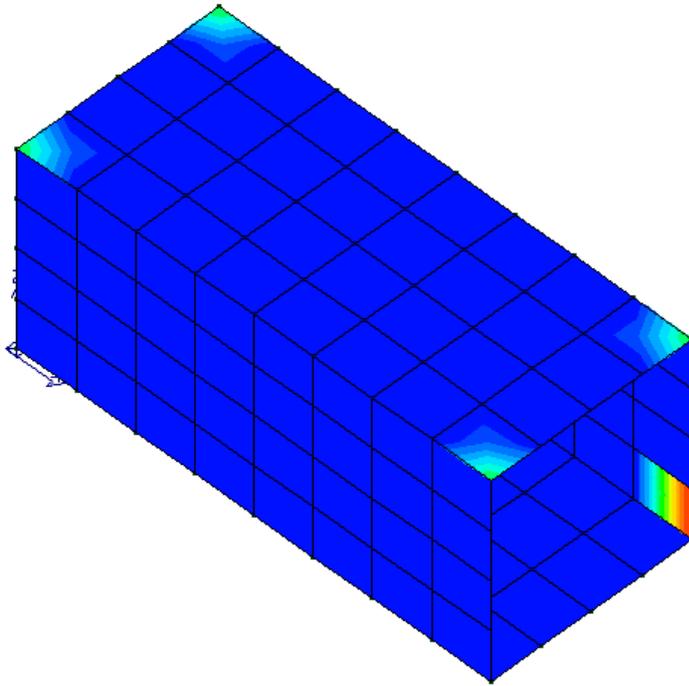
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di f_{cd}



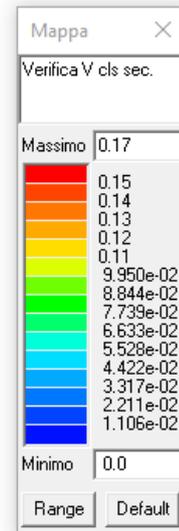
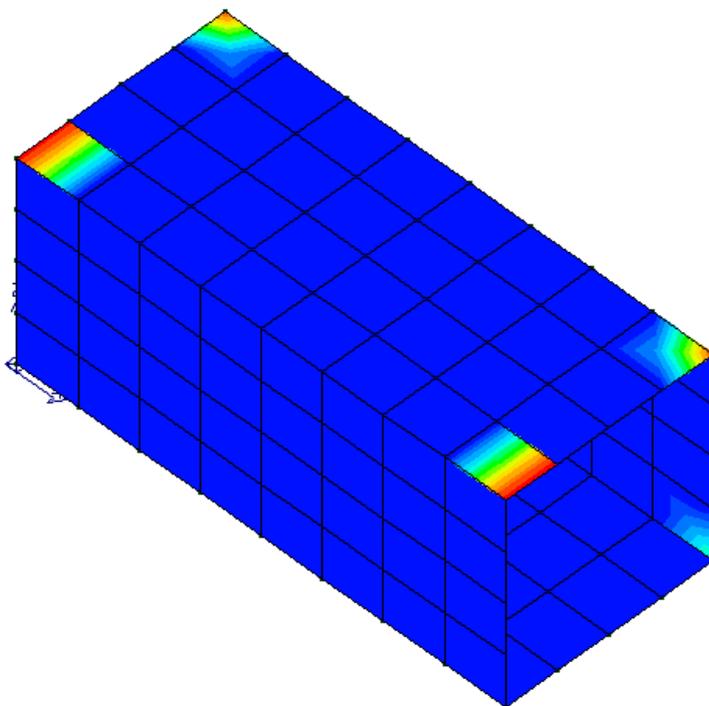
Rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)

CA349

Relazione di calcolo



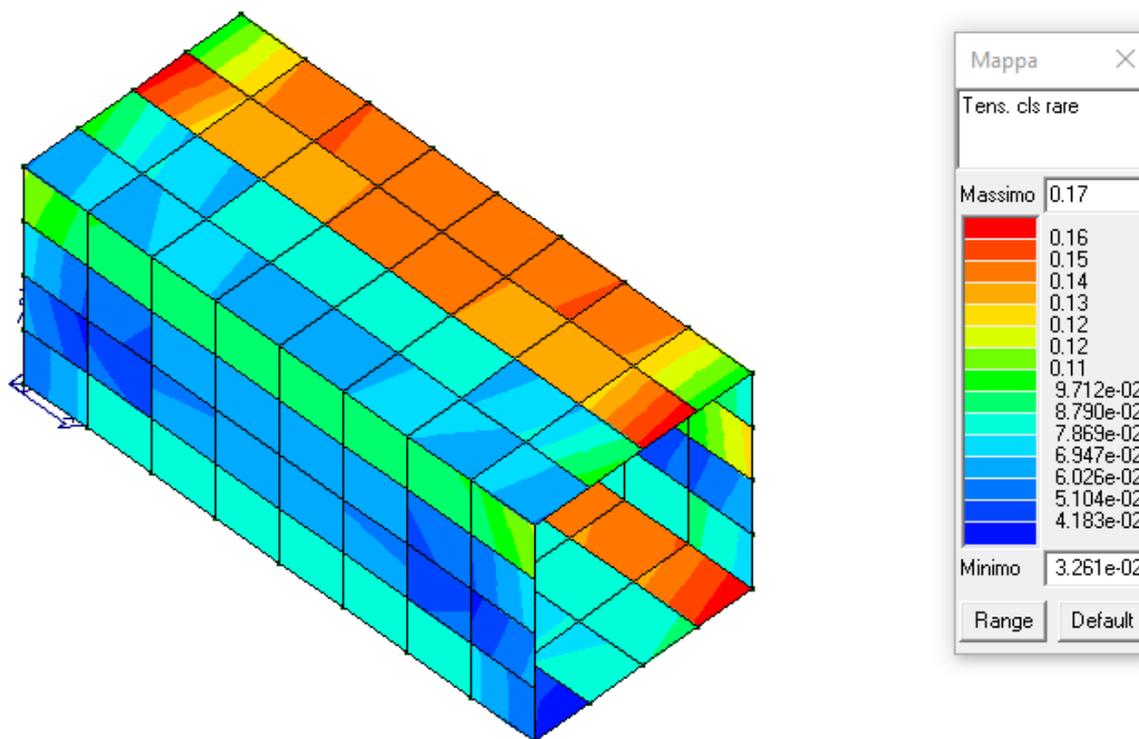
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



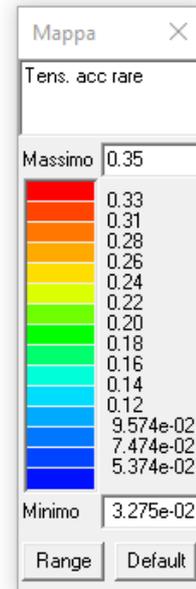
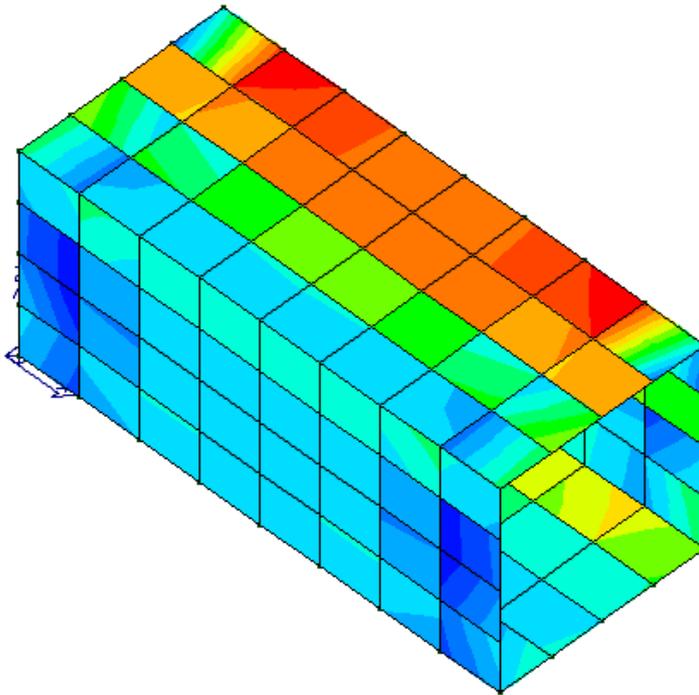
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.6.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

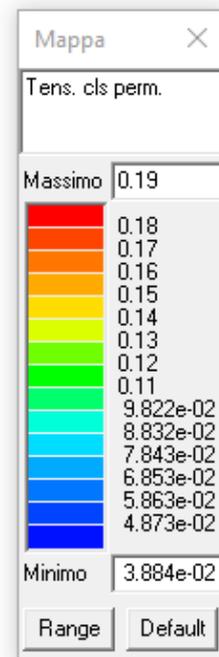
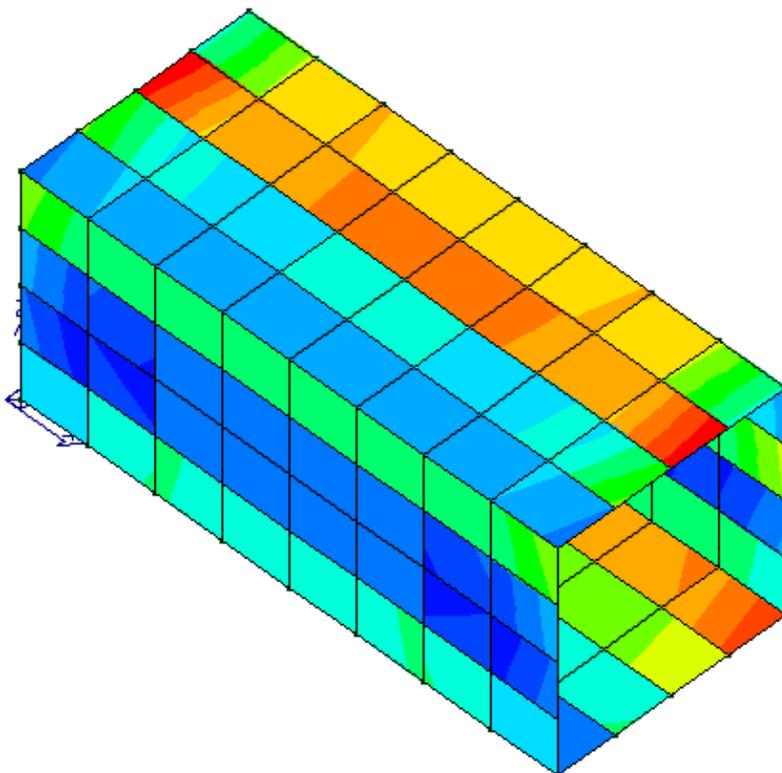
La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attiva (a destra) – caso più gravoso.



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



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



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

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

11.6.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

Non si richiedono integrazioni di armatura rispetto a quelle previste in fase di verifica indicate al punto 11.6.3.

11.6.8. 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: rettangolare

Lato minore B dell'impronta: 3.3 m

Lato maggiore L dell'impronta: 8 m

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 26.4 mq

STRATIGRAFIA

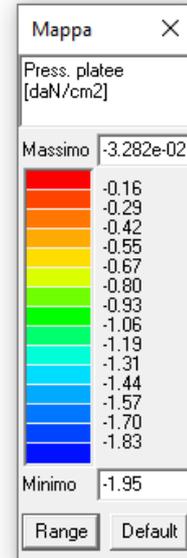
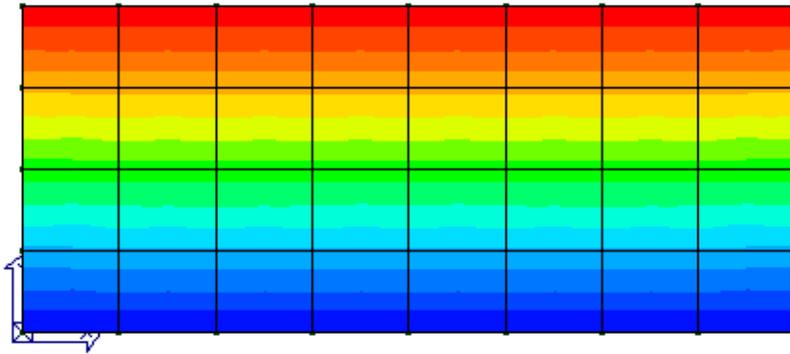
Numero strati: 8

Profondità falda: 3 m

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno
1	da 0.0 a -240.0 cm	240.0 cm	011 / Argilla marnosa
2	da -240.0 a -295.0 cm	55.0 cm	005 / Ghiaia e sabbia compatta
3	da -295.0 a -860.0 cm	565.0 cm	001 / Sabbia sciolta
4	da -860.0 a -930.0 cm	70.0 cm	005 / Ghiaia e sabbia compatta
5	da -930.0 a -1100.0 cm	170.0 cm	004 / Sabbia limosa compatta
6	da -1100.0 a -1180.0 cm	80.0 cm	005 / Ghiaia e sabbia compatta
7	da -1180.0 a -1280.0 cm	100.0 cm	004 / Sabbia limosa compatta

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**:

$S_{gm, Lt}$ (tens. litostatica) = -0.2584 daN/cm²

$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 5.2312 + 0.0165 + 0.0000 + 0.0000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 1.9546 / 5.2477 = 0.372$ Ok (Cmb. n. 002)

$TB / TB_{lim} = 68864.7 / 149379.0 = 0.461$ Ok (Cmb. n. 002)

$TL / TL_{lim} = 0.0 / 135143.3 = 0.000$ Ok (Cmb. n. 002)

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
002	SLU GEO	No	-53.034	0.000	-68864.7	0.0	-193670.0	-0.0328	-1.9546

Il coefficiente di sicurezza risulta 2.17

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	-49.040	0.000	-52972.8	0.0	-161112.3	-0.0876	-1.5659

Cedimento massimo = -0.721 cm in Cmb n. 008

Cedimento minimo = -0.075 cm in Cmb n. 008

Il cedimento risulta accettabile.

11.7 Verifiche elementi TM_SV02_11

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

11.7.1. 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.

11.7.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

11.7.3. ARMATURE DI PROGETTO

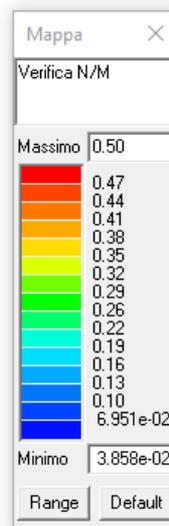
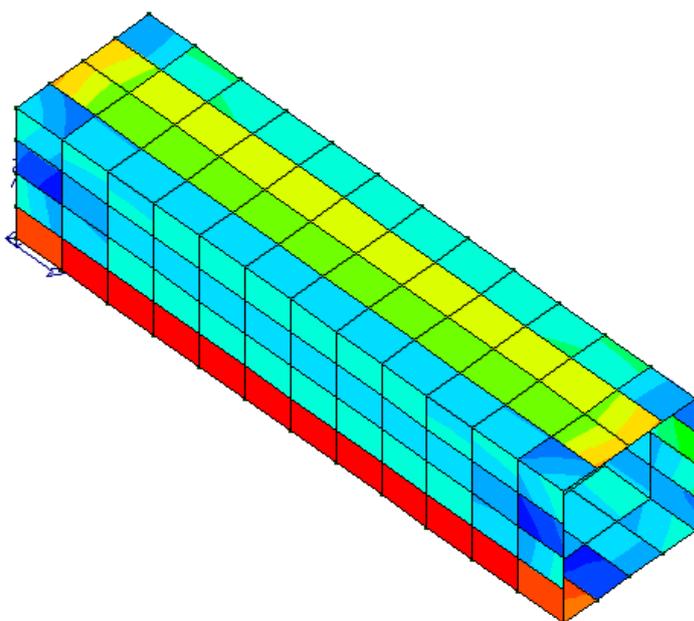
Elemento strutturale	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
PIEDRITTO SINISTRO	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
PIEDRITTO DESTRO	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA SUPERIORE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm
SOLETTA FONDAZIONE	Φ18 passo 20 cm	Φ18 passo 20 cm

11.7.4. VERIFICHE DAL PROGRAMMA DI CALCOLO

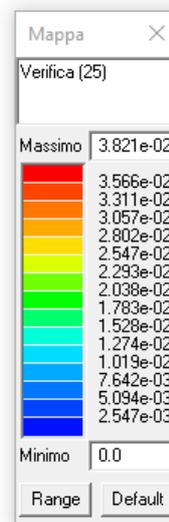
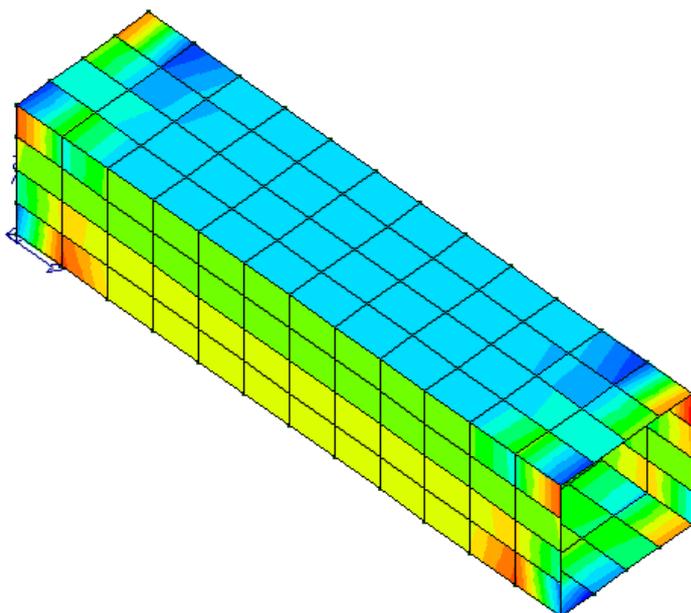
Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.). In seguito vengono riportati i risultati in termini grafici delle seguenti grandezze:

- 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)
- Verifiche a taglio: rapporto di verifica in direzione principale e secondaria
- Tensioni nel calcestruzzo in daN/cm^2 (SLE).
- Presenza o meno di richiesta di armatura integrativa al fine di verificare la struttura agli SLU e agli SLE (compresa la verifica di apertura delle fessure).

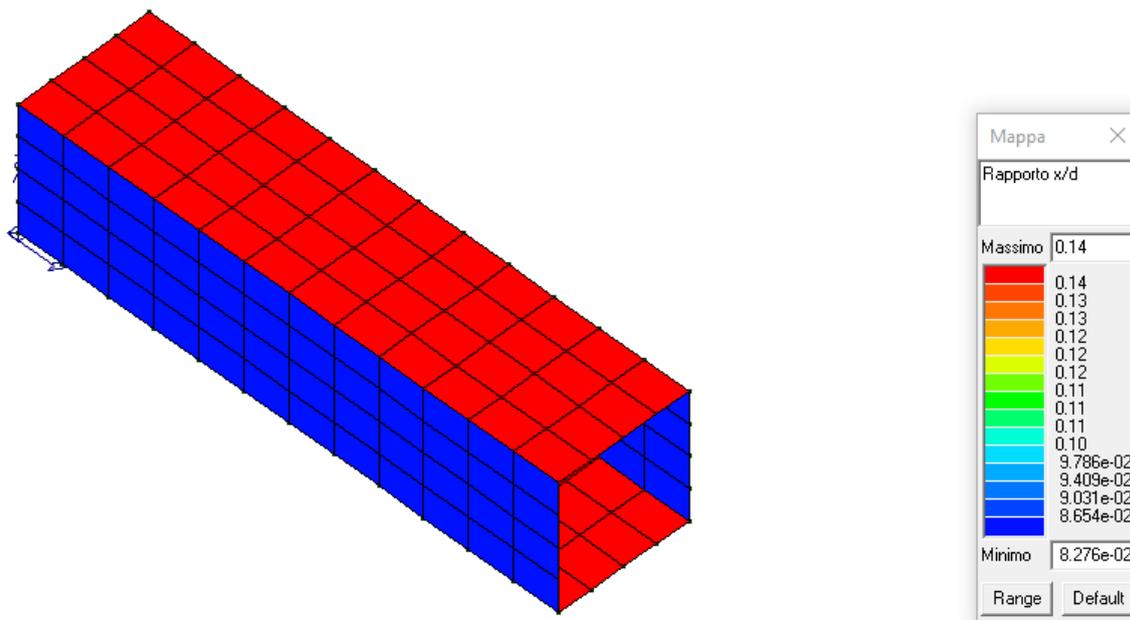
11.7.5. VERIFICHE SLU - TOMBINO



Verifica N/M (SLU): verifica a pressoflessione



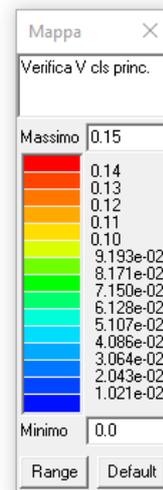
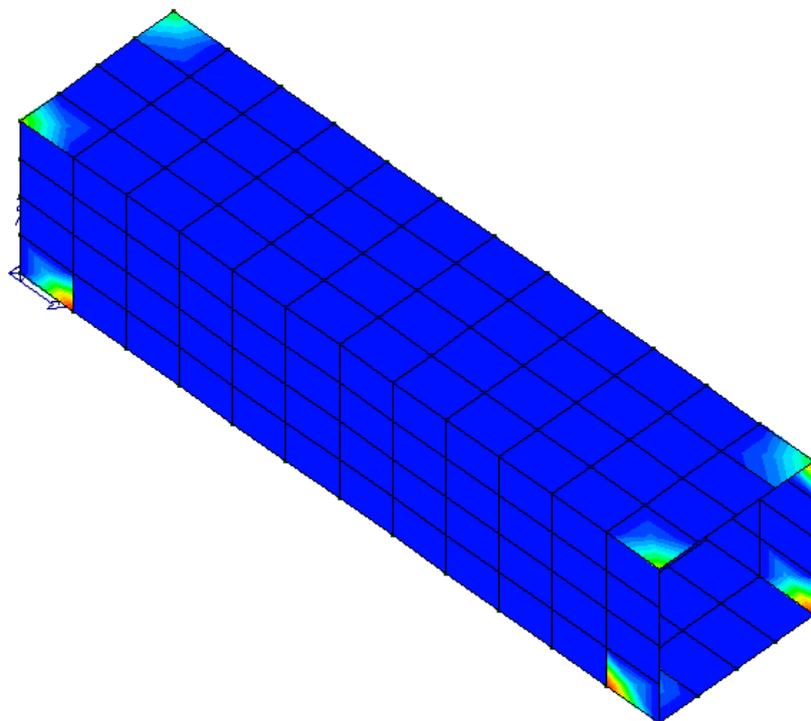
Verifica (SLU) a compressione del calcestruzzo con riduzione del 25% di f_{cd}



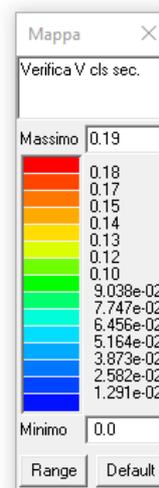
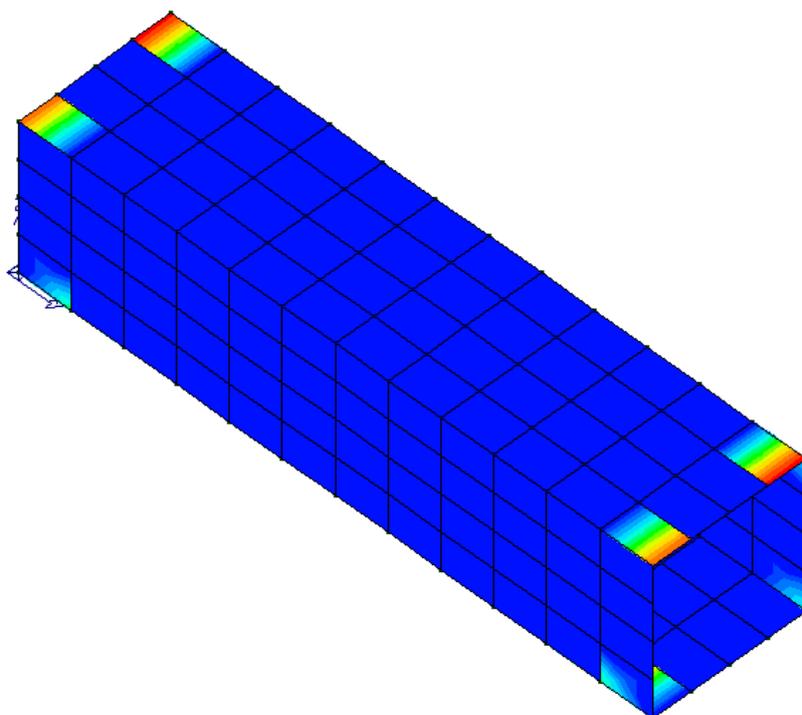
Rapporto tra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione. Per i gusci la verifica si intende soddisfatta se il valore in mappa è < 0.45 (si veda §4.1.1.1. del D.M. 2018)

CA349

Relazione di calcolo



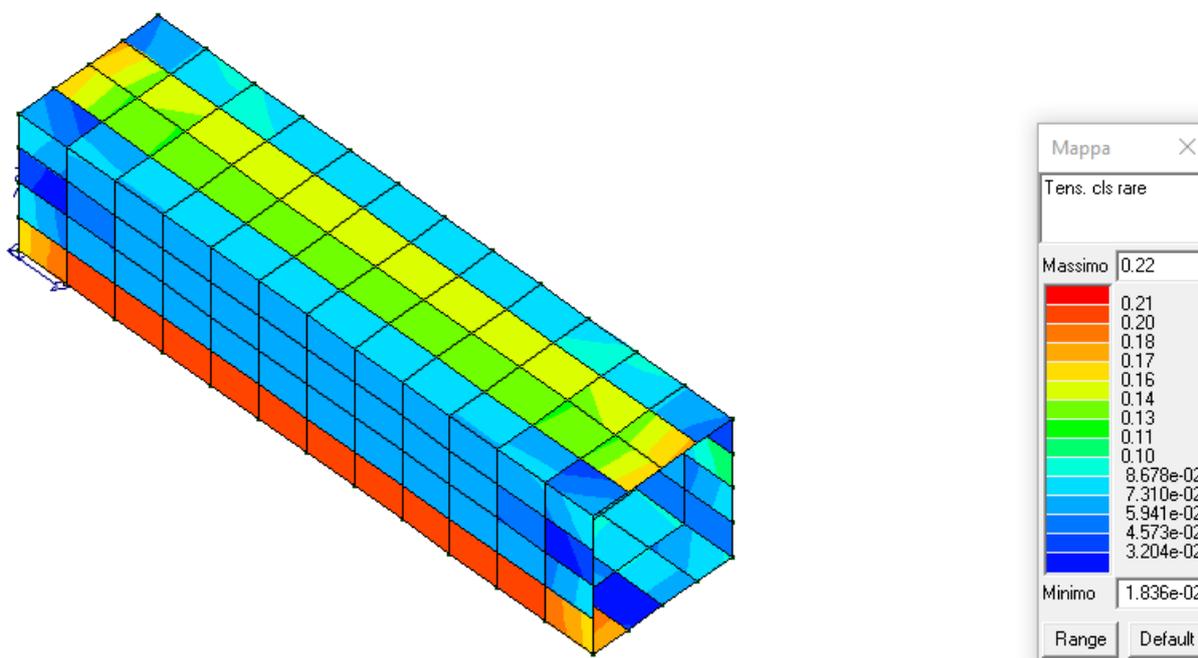
Verifica (SLU) a taglio nella direzione principale



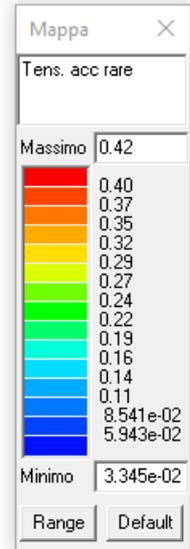
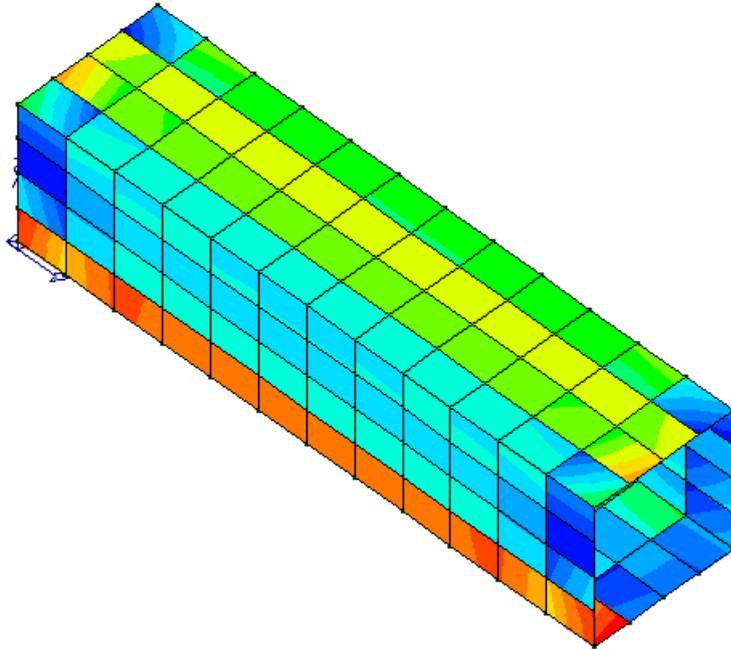
Verifica (SLU) a taglio nella direzione secondaria

11.7.6. VERIFICHE SLE - TOMBINO

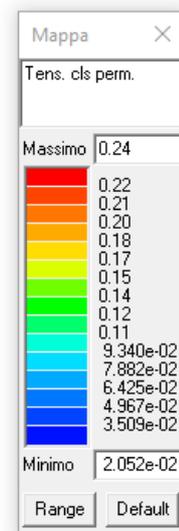
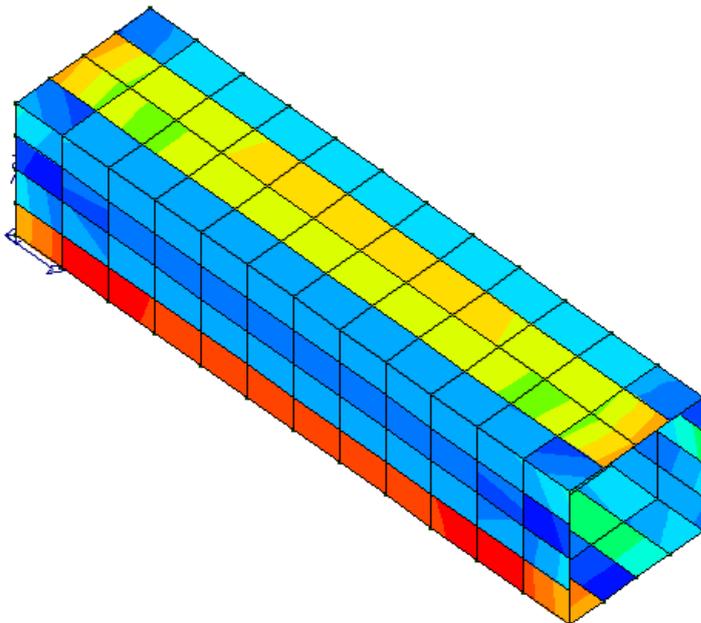
La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure. In seguito vengono riportati i valori tensionali di ciascun elemento del modello numerico per le diverse combinazioni SLE nel caso di combinazione di spinte passive (a sinistra) e spinta attiva (a destra) – caso più gravoso.



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



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



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

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

11.7.7. INTEGRAZIONE DI ARMATURA

Non si richiedono integrazioni di armatura rispetto a quelle previste in fase di verifica indicate al punto 11.7.3.

11.7.8. 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: rettangolare

Lato minore B dell'impronta: 3.3 m

Lato maggiore L dell'impronta: 12 m

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 39.6 mq

STRATIGRAFIA

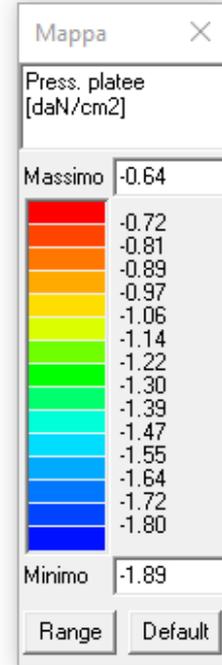
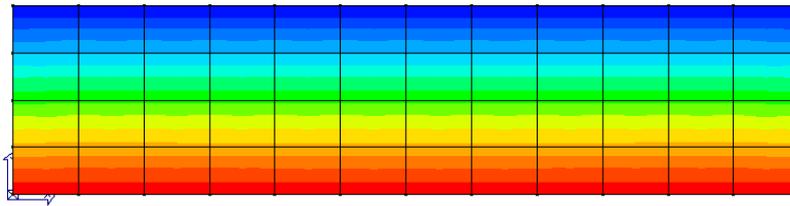
Numero strati: 7

Profondità falda: 3 m

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno
1	da 0.0 a -240.0 cm	240.0 cm	011 / Argilla marnosa
2	da -240.0 a -295.0 cm	55.0 cm	005 / Ghiaia e sabbia compatta
3	da -295.0 a -860.0 cm	565.0 cm	001 / Sabbia sciolta
4	da -860.0 a -930.0 cm	70.0 cm	005 / Ghiaia e sabbia compatta
5	da -930.0 a -1100.0 cm	170.0 cm	004 / Sabbia limosa compatta
6	da -1100.0 a -1180.0 cm	80.0 cm	005 / Ghiaia e sabbia compatta
7	da -1180.0 a -1280.0 cm	100.0 cm	004 / Sabbia limosa compatta

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) = -0.2584 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 5.5514 + 0.0165 + 0.0000 + 0.0000

Qmax / Qlim = 1.8861 / 5.5680 = 0.339 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 81827.8 / 354576.6 = 0.231 Ok (Cmb. n. 002)

TL / TLLim = 0.0 / 321360.0 = 0.000 Ok (Cmb. n. 002)

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
002	SLU GEO	No	26.976	0.000	81827.8	0.0	-434060.2	-0.6398	-1.8861

Il coefficiente di sicurezza risulta $5.57 / 1.89 = 2.95$

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	23.635	0.000	55353.7	0.0	-327119.8	-0.5403	-1.3629
008	SLE rare	No	25.350	0.000	62944.5	0.0	-355307.8	-0.5545	-1.5132

Cedimento massimo = -0.804 cm in Cmb n. 008

Cedimento minimo = -0.141 cm in Cmb n. 004

Il cedimento risulta accettabile.

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	

11.5 Verifiche del muro d'ala maggiormente sollecitato

11.5.1 Tensioni trasmesse sul terreno

Pressione limite sul terreno per abbassamento	: 5 daN/cm ²
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	: 99 cm
Momento rispetto al baricentro della fondazione	: 84 337 daN m
Larghezza reagente minima in fondazione	: 600 cm
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle	: 2.52 daN/cmq
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte	: 0.13 daN/cmq

11.5.2 Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)	
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione	: 0.40
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione	: 0.40
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	: 85 050 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione	: 31 510 daN
Coefficiente parziale gammaR scorrimento	: 1
Coefficiente limite verifica alla traslazione	: 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione	: 1.08

11.5.3 Verifica a ribaltamento

Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle	: 84 337 daN m
Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle	: 229 800 daN m
Coefficiente parziale gammaR ribaltamento	: 1
Coefficiente limite verifica al ribaltamento	: 1
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento	: 2.72

11.5.4 Verifica di resistenza sezione di base del paramento verticale

Le verifiche di resistenza vengono eseguite in accordo alla normativa NTC 2018 considerando una porzione di muro profonda un metro.

Tabella 1. Verifiche di resistenza paramento verticale per la combinazione più gravosa.

VERIFICHE STRUTTURALI DI RESISTENZA PARAMENTO VERTICALE SEZIONE DI INCASTRO COMBINAZIONE SISMICA				
Taglio alla base - DaN			31 510	
Momento flettente - DaNxm			8 332 236	
As - cmq	Armatura	%	armatura	fyd – Dan/cm ²

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

Per la verifica a flessione	31,7	Φ20/10	0,79	3900
Per la verifica a taglio	d - cm	s - cm	Asw - cmq	Vrzd - Dan
	75	25.00	3.08	32 432

12. INCIDENZA DELLE ARMATURE SUL VOLUME TOTALE

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

TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	INCIDENZA [kg acciaio / mc calcestruzzo]
TOMBINI	113
MURI DI SOSTEGNO	44